

DER STAHLBAU

SCHRIFTLEITER:

PROFESSOR DR.-ING. DR.-ING. E. h. KURT KLÖPPEL, DARMSTADT, TECHNISCHE HOCHSCHULE

XXVIII. JAHRGANG

1959

MIT 501 BILDERN

Alle Rechte vorbehalten — Nachdruck verboten
Printed in Germany



BERLIN 1959

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H.K. KLÖPPEL · DARMSTADT
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

Heft 1 — Januar 1959

DEMAG

BRÜCKENBAU

Im Zuge der Entwicklung moderner Brückenkonstruktionen werden von uns seit Jahren seilverspannte Balken geplant und ausgeführt.

Nordbrücke Düsseldorf. Die linksrheinische über 6x72 m durchlaufende Flutbrücke wurde mit Seilunterspannung und in Verbundkonstruktion gebaut.

Blick unter die Brücke mit Anordnung der Seile am äußeren Hauptträger.

(Gemeinschaftsarbeit)

Die Autobahn-Brücke bei Montabaur wurde mit den Stützweiten 37,8 m - 50,4 m - 37,8 m mit Seilunterspannung und in Verbundkonstruktion sowie mit der Fahrbahnplatte auf rollender Koppelung gebaut.

Blick in die fertig montierte Stahlkonstruktion der Brücke mit der Anordnung der Weile.

Die Strömsundbrücke in Mittelschweden wurde erstmalig als seilüberspannter Balken (Schrägseilsystem) mit größeren Abmessungen erstellt.

Stützweiten 44,7 m - 182,6 m - 74,7 m.

Ansicht der fertigen Brücke.



Agil



wünscht allen Freunden seines Hauses ein glückliches und erfolgreiches 1959

AGIL SCHWEISSDRAHT Dr. VAAS GMBH., DORTMUND, SPRINGORUMSTRASSE 140 (HOESCH-WESTFALENHUTTE AG.)

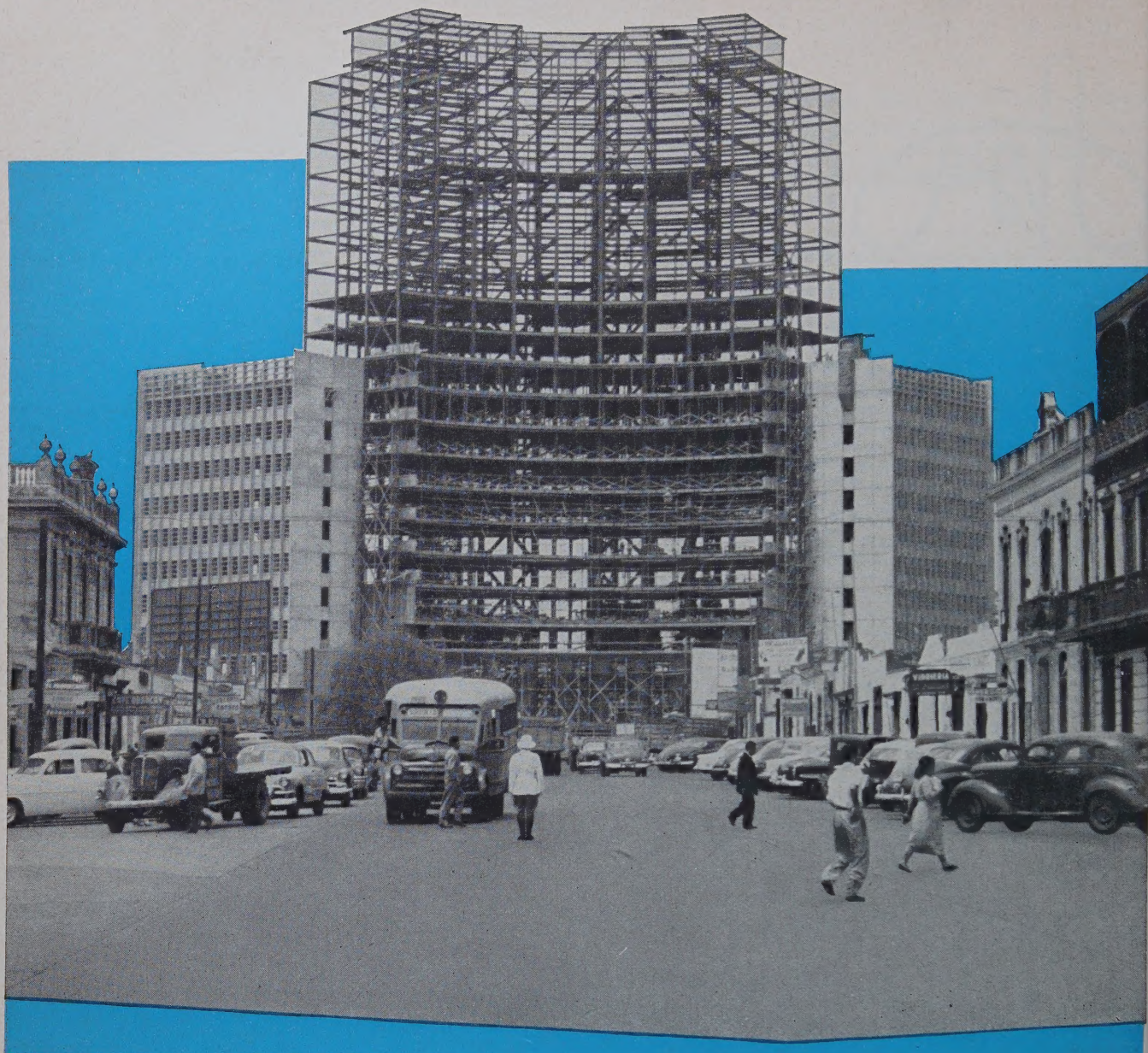
AGIL SCHWEISSVERFAHREN Dr. VAAS KG., HANNOVER-KIRCHRODE, LANGE-HOP-STRASSE 6

mit den Außen- und Kundendienststellen in:

Berlin	Hannover
Düsseldorf	Köln
Offenbach/Main	Kirchheim/Teck
Mannheim (für Nordwürttemberg-Baden)	

Hamburg
Deuz, Kreis Siegen
Fürth/Bay.

Bremen
Heidelberg
München



Ministerium Lima (Peru)

23 Geschosse, Höhe 86 m, Stahlkonstruktion - 3100 t

Entwurf: M · A · N, Lieferung: M · A · N, GHH, Krupp

Montage: M · A · N

M · A · N

VERWALTUNGSBAUTEN · GESCHÄFTSHÄUSER

INDUSTRIEBAUTEN · FLUGZEUGHALLEN

BAHNHOFSHALLEN · STAHLFUNDAMENTE

MASCHINENFABRIK AUGSBURG - NÜRNBERG AG. WERK GUSTAVSBURG

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

Jahrgang Berlin, Januar 1959 Heft 1

Inhalt

Seite

Man, D. B., Dr., Consulting Engineer, New York: Brücken mit großen Spannweiten	1
Gabriel, Dipl.-Ing., Philadelphia: Die Brücke über den Mississippi bei New Orleans/USA	7
us, F., Professor Dr.-Ing., Prag: Beitrag zur Berech- nung von Zweigelenkbogen nach der Theorie II. Ordnung	10
egel, E., Dipl.-Ing., Gustavsborg: Zur Konstruktion von geschweißten Rohrverzweigungen	13
Verschiedenes:	
er, G., Dipl.-Ing., Darmstadt: Brückeneinsturz wäh- rend der Montage	21
yer, Heinrich, Dipl.-Ing., Gustavsborg: Zur Verbesse- rung des Gleitwiderstandes bei Verbindungen mit hochfesten Schrauben	22
er, G., Dipl.-Ing., Darmstadt: Eine verbesserte Me- thode der Flammentzündung für Punktschweißung	25
ers, Heinz, Ing., Ludwigshafen: Nichtrostender Stahl im Bauwesen	26
é, Paul, Dipl.-Ing., Köln: Festveranstaltung 50 Jahre Deutscher Ausschluß für Stahlbau	27
önliches	28
erschau	28

Bezugsbedingungen

Abonnementpreis jährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft
DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahl-
bar. Bestellungen nehmen jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder
den Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 83. Abbestellungen
müssen einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten

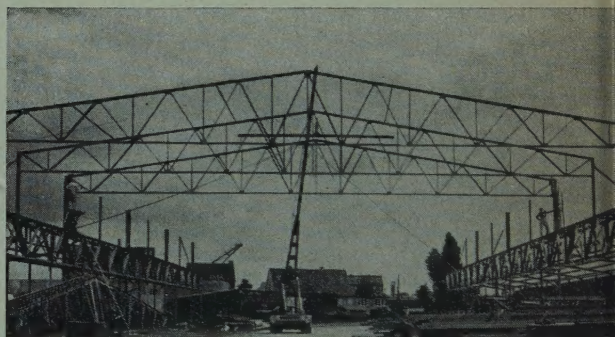
Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,
die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,
Basel, Schützenmattstraße 43,
Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino
Capponi 26,
das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd.,
London W 1, 4/5 Fitzroy Square.

AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Mobilkran-Einsatz im Stahlbau

Bei der Errichtung von Hallen in Leichtstahlbauweise in vielen Fällen die Aufstellung eines Baukranes wegen relativ kurzen Bauzeit und der meist erforderlichen großen Schienenlängen nicht rentabel. Auf ein Gerät für das Transportieren und Heben der Bauteile kann man aber nicht verzichten. Hier bietet sich der Mobilkran als universelles Einsatzgerät an. Die Tragkraft von 7 t und die Grundausladung von 4 bzw. 5 m, die durch den Teleskopauschieber auf 6 bzw. 8 m vergrößert werden kann, ermöglichen die Erledigung sämtlicher vorkommenden Arbeiten. Für Sonderfälle können durch Spezial-Rohrausleger Lasten von 1,5 t noch 15 m hochgehoben und transportiert werden. Der Schwenkbereich 360° sichert dem Mobilkran ein weites Arbeitsfeld. Hub- und Schwenkwerk sowie Fahrwerk werden von einem luftgekühlten 48-PS-Dieselmotor angetrieben. Das Wippen des Auslegers erfolgt hydraulisch. Sämtliche Kran- und Fahrbewegungen werden leichtgängig und feinfühlig vom Fahrerhaus aus gesteuert, wobei alle Bewegungen gleichzeitig ausgeführt werden können. Hydraulische Lenkhilfe und pendelnd aufgehängte Lenkachse ermöglichen gute automobilmäßige Fahrweise. Für seitliche Kranarbeit wird die auf hydraulischen Zylindern abgestützte Lenkachse automatisch blockiert. Der Kran hat dann eine echte Vierpunktabstützung.



Werkfoto: DEMAG-ZUG GMBH, Wetter

Die Übersicht für den Kranführer ist durch ein Vollsichtfahrerhaus gewährleistet. Für den Straßenverkehr ist der Mobilkran als Arbeitsmaschine steuerfrei. Mit seiner max. Fahrgeschwindigkeit von ca. 20 km/h ist er sehr beweglich. Eine Vielzahl von Sonderausrüstungen wie Stützspinde, Spillwinde, Zapfwelle, Anhängerkupplung, Greifer- und Lademagneteinrichtung gestatten eine günstige Anpassung an den jeweiligen Verwendungszweck.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

DER STAHLBAU

wird gebunden zu einem leicht übersichtlichen Nachschlagewerk

Einbanddecken

für den Jahrgang 1958 und für frühere Jahrgänge lieferbar

Ganzleinen DM 3,50 zuzügl. Porto

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule
Fernsprecher: Darmstadt 85 21 45

Jahrgang

BERLIN, Januar 1959

Heft 1

Brücken mit großen Spannweiten

Von D. B. Steinman, Beratender Ingenieur, New York City¹⁾

DK 624.21.014.2.002

Brücken mit großen Spannweiten sind als Antwort des Menschen die Herausforderung der Natur Ausdruck seines erfinderischen Geistes und seines Dranges, Hindernisse zu überwinden, die Kräfte der Natur zu meistern, den Verkehr zu verbessern, Städte zu verknüpfen und seine Erkenntnisse zu erweitern. Die Geschichte des Brückenbaues kann als die Geschichte der Zivilisation aufgefaßt werden. In vielen Ländern hat die Entwicklung auf den Brückenbau warten müssen und hat mit der Weiterentwicklung dieser Baustoffe Schritt gehalten. Um das Jahr 1870 war die Ära der großen Spannweiten geboren. Der Brückenbau begann mit einer Verwandlung der empirischen Kunst in eine besondere Wissenschaft. Die Herstellung neuen Materials ging mit der Entwicklung neuer Konstruktionsideen Hand in Hand. Mit dem Stahl und den mathematischen Berechnungsmethoden weichen die häßlichen Gußeisenbrückenwerke der frühen Eisenbahnära den neuen Brückenarten, die Kraft und Schönheit verbinden, und zwar den modernen Bogen-, Trichter-, Durchlaufträger- und Hängebrücken.

Die größten bis heute erreichten Spannweiten für die verschiedenen Brückenarten sind in Tafel 1 dargestellt.

Tafel 1. Die größten Spannweiten der Welt für verschiedene Brückenarten

Brückenart	Brücke	Ort	Jahr der Fertigstellung	Spannweite in m
Hängebrücke	Golden Gate	San Francisco	1937	1280
Hängebrücke (Fähre*)	Sky Ride ²⁾	Chicago	1933	564
Hängebrücke	Quebec ¹⁾	Canada	1917	549
Hängebrücke	Kill van Kull Bayonne	New York	1931	504
Hängebrücke	Florianopolis ¹⁾	Brasilien	1926	340
Bogenbrücke	Sando	Schweden	1943	264
Durchlaufbrücke	River Save	Belgrad	1956	261
Durchlaufbrücke	Dubuque	Mississippi River	1943	258
Durchlaufbrücke	Metropolis ¹⁾	Ohio River	1917	220
Trichterbrücke	Cape Cod Canal ¹⁾	Massachusetts	1935	166
Trichterbrücke	Homestead	Pittsburgh	1937	168
Trichterbrücke	Fort Madison ¹⁾	Mississippi River	1927	160
Trichterbrücke	Britannia ¹⁾	Menai Straits	1850	140
Trichterbrücke	McKenzie River ¹⁾	Coburg, Ore.	1926	116
Trichterbrücke	Worms	Deutschland	1953	114
Trichterbrücke	Sault Ste. Marie ¹⁾	Michigan	1914	102
Trichterbrücke	Harlem River	New York	1951	101
Trichterbrücke	Plauen	Sachsen	1903	90
Trichterbrücke	16th Street ¹⁾	Chicago	1919	79
Trichterbrücke	Villeneuve	Seine River	1939	78

*) Der Fährwagen läuft an einem Brückenträger
Eisenbahnbrücke ²⁾ demontiert

Bogenbrücken

Die Spannweiten der größten Bogenbrücken sind in Tafel 2 eingetragen.

Die Eads-Brücke über den Mississippi in St. Louis (USA), von John B. Eads in den Jahren 1867 bis 1874 erbaut, mit drei gespannten Bögen von 502 ft. (153 m), 520 ft. (159 m) und 502 ft.

Übersetzt unter Mitarbeit von C. F. Scheffey, Ass. Prof., University of California.

(153 m) Spannweite war damals die größte und kühnste Bogenbrücke. Sie ist noch in Gebrauch. Dieses Projekt stellt die erste Anwendung der pneumatischen Senkkastengründung bei großen Brückenpfeilern dar, die erste große Anwendung des Montageverfahrens im freien Vorbau, die erste Benutzung von Rohrgurten und die erste Anwendung von hochfestem legiertem Stahl als Brückenwerkstoff. Das Gelingen dieses Bauwerkes förderte den Bau moderner Stahlbogenbrücken.

Tafel 2. Die größten Bogenbrücken

Jahr	Brücke	Ort	Spannweite in m
1931	Kill van Kull	New York City	504
1932	Sidney Harbour	Australien	503
1935	Birchenough	Southern Rhodesia	329
1955	Nagasaki-Sasebo	Kyushu Is., Japan	317
1917	Hell Gate	New York City	298
1941	Rainbow	Niagara Falls	290

Eine der größten Bogenbrücken war die Hell Gate-Brücke über den East-River in New York mit einer Spannweite von 977 1/2 ft. (298 m) aus dem Jahre 1917. Sie war das krönende Werk von Gustav Lindenthal. Die angehängte Fahrbahn trägt vier Eisenbahngleise in schwerer Bettung. Der Umriß des Bogens, der von Mauerwerkstürmen begrenzt wird, vermittelt den Eindruck einer denkmalhaften Komposition. Beeinflußt durch die Hell Gate-Brücke, die im Jahre 1924 bis 1932 erbaut wurde, ist die Sydney Harbour-Brücke auch als parabolische Stahlbogenbrücke mit der Fahrbahn in halber Höhe ausgeführt worden. Die Absicht der Australier, sich mit der Bogenbrücke mit der größten Spannweite der Welt rühmen zu können, wurde jedoch vereitelt. Eine fünf Jahre später begonnene, aber vier Monate früher fertiggestellte Bogenbrücke (1937) war etwa 25 inch (0,6 m) länger. Die Sydney-Hafenbrücke hat eine Spannweite von 1650 ft. (503 m), aber die Kill van Kull-Brücke in New York hat eine Spannweite von 1652 ft. — 1 inch (504 m) (Bild 1). Im Jahre 1935 baute Ralph Freeman die Birchenough-Brücke in Southern Rhodesia mit einer Spannweite von 1080 ft. (329 m), die die drittlängste Bogenbrücke der Welt ist.

Vom ästhetischen Standpunkt ist der beste Bogenbrückentyp der mit aufgeständerter Fahrbahn. Die Henry-Hudson-Brücke in New York ist ein solcher mit einer Spannweite von 800 ft. (244 m). Sie wurde von Robinson und Steinman entworfen. Der Verkehrsandrang nach der Eröffnung der Brücke war so stark, daß bereits einen Monat danach im Dezember 1936 die Anbringung einer zweiten Fahrbahn amtlicherseits vorgesehen wurde, um die Verkehrskapazität zu verdoppeln. Die Henry-Hudson-Brücke war nur 5 Jahre lang die größte beiderseits eingespannte Bogenbrücke. Im Jahre 1941 wurde die Rainbow-Brücke am Niagarafall als ein eingespannter Bogen mit 950 ft. (290 m) Spannweite fertiggestellt. Sie ersetzte die alte Bogenbrücke, die Honeyon-Brücke, mit 840 ft. (256 m) Spannweite, die von dem Packeis im Januar 1938 zerstört worden war. Die Schönheit einer richtig entworfenen und gut durchkonstruierten Bogenbrücke aus Stahl steht außer Zweifel. Ingenieure haben Stahlbogenbrücken von 2000 bis 3000 ft. (610 bis 914 m) Spannweite vorgeschlagen.

Im Jahre 1943 wurde die größte Stahlbetonbogenbrücke der Welt (Sando-Brücke) mit einer Spannweite von 866 ft. (264 m) gebaut, die den Angerman-Strom in Schweden überquert.

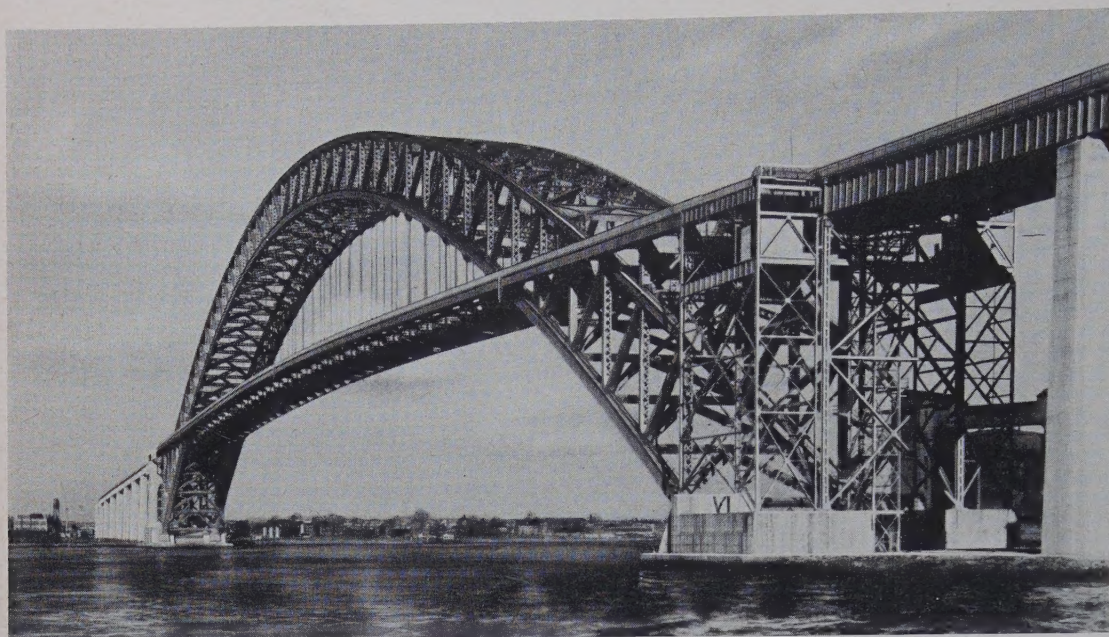


Bild 1. Kill van Kull-Brücke

2. Ausleger-Brücken

Die Auslegerbrücken mit den größten Spannweiten der Welt sind in Tafel 3 zusammengestellt.

Tafel 3. Die größten Auslegerbrücken

Jahr	Brücke	Ort	Spannweite in m
1917	Quebec	St. Lawrence River	549
1889	Firth of Forth	Scotland	518
1958	Mississippi River	New Orleans	480
1943	Howrah	India	457
1936	Transbay	San Francisco	427

Eine Auslegerbrücke wird im allgemeinen von zwei über die Pfeiler ausragenden Fachwerkträgern gebildet, die durch eingehängte Schwebeträger miteinander verbunden sind. Eine Auslegerbrücke kann ohne Gerüst und daher ohne Behinderung der Schifffahrt montiert werden. Die erste Auslegerbrücke im heutigen Sinne wurde von Heinrich Gerber im Jahre 1867 bei Haßfurt über den Main gebaut.

Die berühmteste Auslegerbrücke der Welt ist die Firth of Forth-Brücke in Schottland (Bild 2), mit zwei Hauptspannweiten von 1700 ft. (518 m). Sie wurde in den Jahren 1882 bis 1890 von Sir John Fowler und Benjamin Baker gebaut. Die Stäbe der Fachwerke bestehen aus Rohren. Die Türme und die Fachwerkkonstruktion sind im Hinblick auf die größere Stabilität in den unteren Teilen verbreitert.



Bild 2. Firth of Forth-Brücke

Die Forth-Brücke war etwa 27 Jahre die Brücke mit der größten Spannweite der Welt. Dann wurde sie von der Quebec-Brücke über den St. Lorenz-Strom (Bild 3) überflügelt, aber nicht ohne Schwierigkeit. Der erste Versuch, diese Spannweiten von 1800 ft (549 m) zu bauen, endete mit einem Einsturz am 29. August 1907, der 82 Arbeitern das Leben kostete. Untersuchungen ergaben, daß der Zusammenbruch durch Knicken eines mehrteiligen Druckstabes mit unzulänglicher Vergütung verursacht worden war. Ein neuer Entwurf mit einer schwereren und starrer Konstruktion

wurde vorbereitet, bei dem der Schwebeträger vom Schiff aus eingehoben wurde. Im Jahre 1916, als die 4710 t des Schwebeträgers gehoben wurden, versagte ein tragendes Glied und der Träger stürzte in den Strom, wobei weitere 13 Menschen getötet wurden. Schließlich wurde 1917 ein neuer Einhängeträger fertiggestellt und in vier Tagen mit Hebwinden auf die volle Höhe von 130 ft. (40 m) gehoben. Im Jahre 1927 wurde die Carquinez Strait-Brücke in Kalifornien (entworfen von D. B. Steinman) mit den zwei Auslegerspannweiten von je 1100 ft. (335 m) fertiggestellt. Drei verschiedene Arten von Stahl wurden verwandt, und zwar jeweils dort, wo sie am wirtschaftlichsten waren: warmbehandelte Augenstäbe, Silizium-Stahl und gewöhnlicher Kohlenstoffstahl. Es war die erste Brücke der Welt, die entworfen und berechnet war, Erdbeben zu widerstehen. Das Gewicht von 700 t des Einhängeträgers wurde mit einem verbesserten Montageverfahren, das kräftige Stahlkabel und große Rollen benutzte, in 35 Minuten auf die volle Höhe von 150 ft. (45 m) gehoben (gegenüber 96 Stunden vor 10 Jahren bei Quebec).

Seit der Vollendung der Quebec-Brücke im Jahre 1917 hat die Auslegerbrücke ihre Vorherrschaft abgegeben. Die 9 längsten Brückenspannweiten der Welt überhaupt werden von Hängebrücken gebildet. Für Spannweiten über 800 ft. (244 m) und sogar schon für kürzere Spannweiten wird die Hängebrücke heute allgemein bevorzugt. Ästhetische und auch wirtschaftliche Überlegungen bestimmen diese Veränderung.

3. Durchlaufende Fachwerkbrücken

Die längsten Durchlauffachwerkträgerbrücken sind in Tafel 4 zusammengestellt.

Die Lachine-Eisenbahnbrücke über den St. Lorenz-Strom in der Nähe von Montreal, erbaut im Jahre 1888 von C. Shaler Smith, mit vier Spannweiten von 296 ft. (82 m), 408 ft. (124 m), 408 ft. (124 m) und 269 ft. (82 m) war die einzige durchlaufende Fachwerkträgerbrücke in Amerika vor 1917. Sie wurde im Jahre 1910 durch einen einzelnen Fachwerkträger ersetzt. Die Sciotoville-Brücke über den Ohio River, fertiggestellt im Jahre 1917, mit zwei Spannweiten von 770 ft. (235 m) stellte eine

den Rekord in der Spannweite dar und festlegte die Verwendung von Durchlaufträgern in amerikanischen Praxis. Diese zweigleisige Eisenbahnbrücke war von Gustav Lindenthal und D. B. Steinman als Entwurfsgewinnendend Ingenieur entworfen worden. Gegenüber zwei einzelnen Durchlaufträgern ergab sich dem Entwurf als Durchlaufträger nicht nur eine Stahlersparnis von 20% und für den Eisenbahnverkehr die nötige Steifigkeit, sondern auch der wichtige Vorteil der Auslegermontage, nämlich daß der Schiffsverkehr im Hauptkanal nicht durch Unterbauten behindert wurde. Andere

solche Durchlaufträgerbrücken folgten, zuerst ausnahmslos Eisenbahnbrücken. Ab 1927 wurden auch Straßenbrücken als Durchlaufträger gebaut. Eine künstlerische Form der durchlaufenden Fachwerkträgerbrücken mit Bogenumriß und aufgehängter Fahrbahn in der Mittelöffnung wurde entwickelt und in einer Reihe von Konstruktionen angewandt, wie die Lake-Champlain-Brücke 1929, die Bourne-Brücke 1934, die Sagamor-Brücke 1935 über den Cape-

Tafel 4. Die größten Durchlauffachwerkträgerbrücken

Jahr	Brücke	Ort	Spannweite in m
1943	Dubuque	Mississippi River	258
1956	Earle C. Clements	Ohio River	252
1957	Kingston-Rhinecliff	Hudson River	244
1917	Sciotoville	Ohio River	236
1929	Chain of Rocks	Mississippi River	213
1956	New Jersey Turnpike	Delaware River	208

Canal, die Mississippi-River-Brücke bei Dubuque, Iowa, 1943. Die Dubuque-Brücke stellte einen neuen Rekord mit einer Mittelspannung von 845 ft. (258 m) dar. Das System war ein Zweigelenkbrücken mit Zugband. Im Jahre 1942 wurde eine durchlaufende Fachwerkbrücke über den Mississippi bei Chester, Illinois, mit zwei Spannweiten von 670 ft. (204 m) fertiggestellt. Zwei Jahre später wurde die Brücke durch einen heftigen Sturm von den Pfeilern gelassen und fiel in den Fluß. Die Brücke, die für eine Höhe recht schmal war, war ungenügend gelagert. Im Jahre 1946 wurde auf den alten Pfeilern eine neue Brücke errichtet. Bild 4 zeigt die Kingston-Rhinecliff-Brücke über den Hudson aus dem Jahre 1957.

Eine neue durchlaufende Brückenform wurde in den USA in den Jahren 1936 bis 1940 entwickelt. Es ist das sogenannte Wichert-System, ein halbdurchlaufendes



Bild 3. Quebec-Brücke

Fachwerk, das durch die Verwendung von Gelenkstäben, die offene Vierecke über den Pfeilern bilden, gekennzeichnet ist. Die erste Brücke dieses Typs war die Pittsburgh-Homesteads-Brücke über den Monongahela-River, die zehn halbdurchlaufende Fachwerkbogenbrücken einschließlich zwei Hauptöffnungen von 533 1/2 ft. (163 m) Spannweite enthielt. In den Jahren 1938 bis 1941 wurden sieben weitere Brücken vom Wichert-Typ gebaut, darunter die Havre-de-Grace-Brücke 1940 und die Potomac-River-Brücke bei Ludlow Ferry 1941.

4. Hängebrücken

Die Hängebrücken mit den größten Spannweiten sind in Tafel 5 zusammengestellt, einen Größenvergleich zeigt Bild 5.

Alle neun Hängebrücken in Tafel 5 haben eine größere Spannweite als die 1800 ft. (548 m) weite Auslegerbrücke von Quebec und sind daher die Brücken mit den größten Spannweiten der Welt überhaupt. Der König aller Brücken ist die Hängebrücke. Ihr größter Bahnbrecher war John A. Roebling, der als 25-jähriger im Jahre 1831 von Deutschland nach den Vereinigten Staaten übersiedelte. Roebling führte neue Methoden der Hängebrückenaussteifung und für die Montage die Parallel-Drahtkabel ein. Im Jahre 1855 vollendete er



Bild 4. Kingston-Rhinecliff-Brücke

Tafel 5. Die größten Hängebrücken

Jahr	Brücke	Ort	Spannweite in m
1937	Golden Gate	San Francisco	1281
1958	Mackinac	Michigan	1158
1931	George Washington	New York City	1068
1950	Tacoma Narrows	Tacoma, Wash.	854
1936	Transbay	San Francisco	704
1939	Bronx-Whitestone	New York City	701
1951	Delaware Memorial	Wilmington, Del.	655
1957	Walt Whitman	Philadelphia	609
1929	Ambassador	Detroit	564

die weltberühmte Niagara-Eisenbahnbrücke mit einer Spannweite von 821 ft. (250 m). Aus Draht und Holz hergestellt, trug sie das Gewicht der Züge und Lokomotiven für 42 Jahre, bis sie durch eine Bogenbrücke im Jahre 1897 ersetzt wurde. Von 1856 bis 1867 baute

jene, von seinen Zeitgenossen gebaut, vom Wind zerstört wurde. Als eine spätere Ingenieurgeneration die Grundprinzipien, die Roebling gelehrt hatte, übersah, folgte das Unglück.

Die Brooklyn-Brücke war für 20 Jahre die längste Hängebrücke der Welt. Dann wurde nacheinander der Rekord von der Williamsburgh-Brücke 1600 ft. (488 m), der Bear Mountain-Brücke 1632 ft. (497 m), der Delaware-river-Brücke bei Philadelphia 1750 ft. (533 m), der Ambassador-Brücke bei Detroit 1850 ft. (564 m), der Georg-Washington-Brücke 3500 ft. (1067 m) und schließlich seit dem Jahre 1937 von der Golden-Gate-Brücke in San Francisco (Bild 6) gehalten, die noch heute mit einer Spannweite von 4200 ft. (1281 m) die größte ist. Die Hängebrücke hat die Auslegerbrücke als die beste Brückenart für große Öffnungen ersetzt.

Die Williamsburgh-Brücke war die erste große Hängebrücke, die mit Stahlpylonen erstellt wurde. Ihre Versteifungsträger hatten

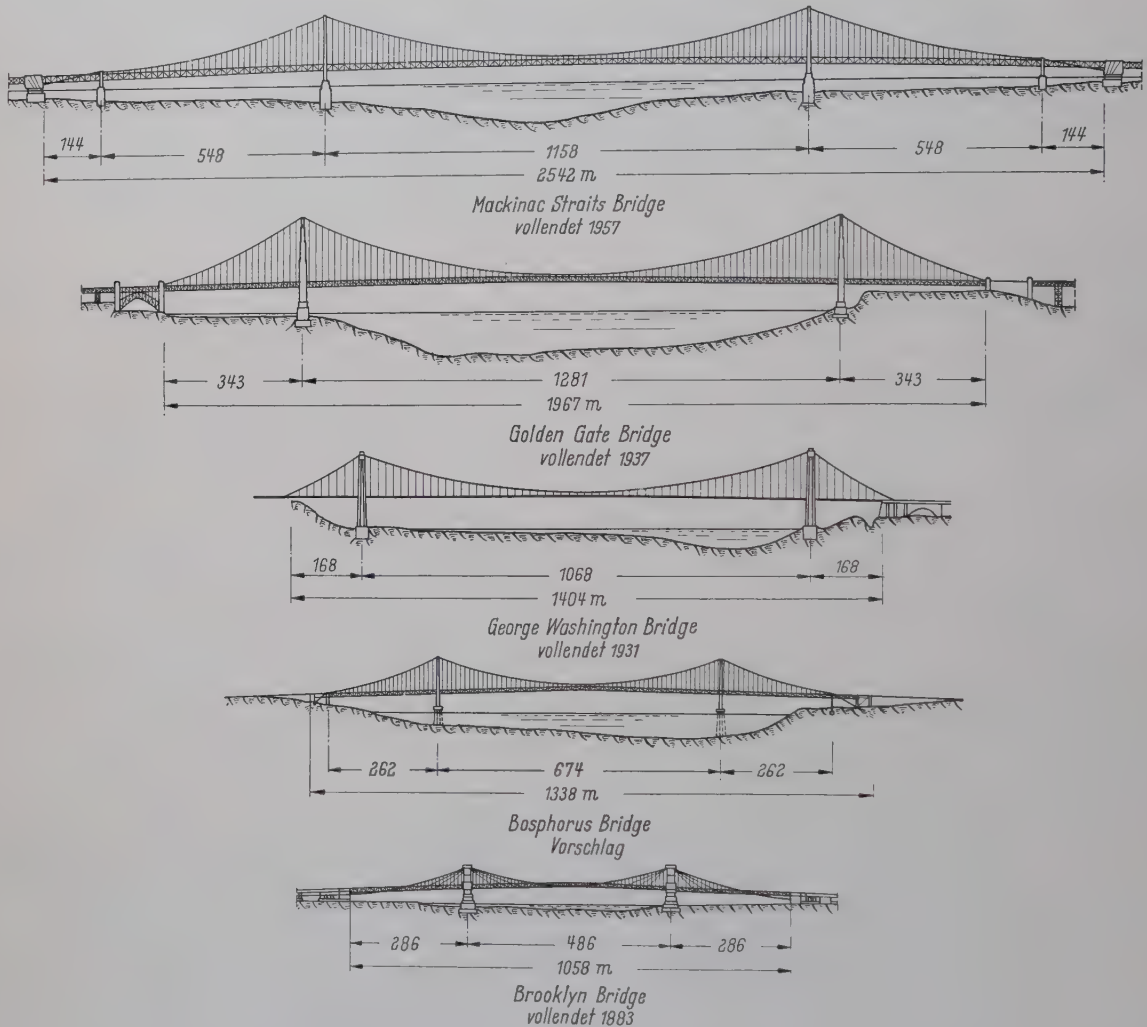


Bild 5. Vergleich der größten Hängebrücken der Welt

Roebling die große Hängebrücke über den Ohio bei Cincinnati mit einem neuen Spannweitenrekord von 1075 ft. (328 m). Sie ist heute noch in Gebrauch. Im Jahre 1867 kam Roebling nach New York, um sein Meisterwerk, die Brooklyn-Brücke, zu entwerfen und zu bauen. Zwei Jahre später nach Fertigstellung der Pläne starb er an den Folgeerscheinungen eines Unfalls während der letzten Vermessungsarbeiten. Sein Sohn Colonel Washington Roebling vollendete das Werk trotz seiner Senkkastkrankheit aus dem Jahre 1872, die ihn zum Invaliden machte. Am 24. Mai 1883 wurde dieser Triumph des Ingenieurwesens und auch der Zivilcourage offiziell übergeben. Es ist die erste Hängebrücke, die Stahldraht für die Kabel verwandte und auch Stahl für die aufgehängte Konstruktion. Diese Brücke ist ohne Zweifel die berühmteste der Welt und wird auch allgemein als die ästhetisch befriedigendste angesehen. Roebling lehrte die Welt, wie man haltbare Hängebrücken baut. Seine Brücken standen noch als

eine Höhe von 40 ft. (12 m). Seit ihrer Errichtung machte sich ein umgekehrter Zug zur Schlankheit und Anmut bemerkbar, die in einigen Fällen durch Verwendung von Vollwandträgern statt Fachwerkträgern und in anderen Fällen durch Verwendung von niedrigen Fachwerkträgern zu Versteifungszwecken erreicht wurde.

Eine neue Form der Versteifungsträger, die eine Konstruktion viermal steifer machte als die herkömmlichen Parallelträger, aber nur $\frac{2}{3}$ soviel Stahl benötigte, wurde im Jahre 1926 bei der Florianopolis-Brücke eingeführt [1]. Diese Brücke überquerte die Wasseroberfläche des Atlantischen Ozeans vom brasilianischen Festland aus bis zur Inselstadt Florianopolis. Sie wurde entworfen von Robinson und Steinman mit einer Hauptspannweite von 1114 ft. (340 m). Sie ist die größte Brücke in Südamerika und die größte Kettenhängebrücke der Welt. Ein anderes neues Merkmal war die Verwendung von gelenkig gelagerten Pylonen, die sich am Fuß bewegen konnten.

Colten D. Robinson und der Verfasser haben auch eine neue Kart eingeführt: Das Drahtseilkabel, das sich aus vorgefertigten rechten Drahtseilen zusammensetzt und so die Zeit, die für das blingsche Luftspinnverfahren nötig ist, erspart [2]. Diese Kabel bisher in verschiedenen Hängebrücken angewandt worden, die dem Jahre 1929 gebaut wurden, einschließlich der 1207 ft. (368 m) weiten St.-Johns-Brücke in Portland (Oregon), der 1150 ft. (351 m) weiten Lionsgate-Brücke bei Vancouver (British-Columbia) der Grand Mere-Brücke in Quebec mit 950 ft. (290 m) Spannweite.

Wassertiefe eine Hängebrücke von 8614 ft. (2626 m) Länge von Widerlager zu Widerlager, die sie gleichzeitig zur längsten Hängebrücke der Welt machte. Viele Verbesserungen im Entwurf und in der Konstruktion wurden eingeführt. Die Mackinac-Brücke ist in wissenschaftlicher Hinsicht bemerkenswert, da sie die erste aerodynamisch vollständig stabile Hängebrücke ist. Aber schon werden größere Hängebrücken geplant. Eine davon ist die Brücke über die Straße von Messina [4], die Sizilien mit Italien verbinden soll. Die Meerenge erfordert eine Hängebrücke von 10 000 ft. (3048 m) Länge.



Bild 6. Golden-Gate-Brücke



Bild 7. Mackinac-Brücke

Die Georg-Washington-Brücke, die im Jahre 1931 dem Verkehr übergeben wurde und 60 Millionen Dollar kostete, hat vier parallele Tragkabel von 36 inch (0,92 m) Durchmesser. Es wurden Vorrichtungen für 8 Verkehrsspurten auf der ursprünglichen Fahrbahn vorgesehen und auch eine zukünftig anzubringende zweite Fahrbahn vorgesehen, die kürzlich amtlicherseits zur Ausführung bestimmt wurde. Die Golden-Gate-Brücke, die mit einem Kostenaufwand von 35 Millionen Dollar gebaut wurde, hat zwei Tragkabel mit 36,5 inch (0,93 m) Durchmesser, die von zwei 746 ft. (227 m) hohen Pylonen getragen sind. Obgleich die Golden-Gate-Brücke die größte Hauptspannweite hat (4200 ft. = 1281 m) ist sie nicht die längste Hängebrücke der Welt. Dieser neue Rekord wurde von der Mackinac-Brücke in Michigan (Bild 7) aufgestellt [3].

Die vom Verfasser entworfene Mackinac-Brücke, begonnen 1954, wurde zu dem festgesetzten Termin, dem 1. November 1957, dem Verkehr übergeben und offiziell am 25. Juni 1958 eingeweiht. Die Kosten von 99,8 Millionen Dollar sind ein Maß für die Größe und Schwierigkeiten bei dieser Brücke. Die Senkkasten für die Pfeilergründungen wurden bis in eine Tiefe von 205 bis 210 ft. (62 bis 64 m) unter Wasser auf den Felsen getrieben. Die Notwendigkeit, eine tiefe zugeschwemmte eiszeitliche Rinne zu überbrücken, forderte eine Hauptspannweite von 3800 ft. (1158 m) und die

eine Hauptspannweite von 5000 ft. (1524 m) und Gründungen in 400 ft. (122 m) Tiefe. Die Pläne, vorbereitet vom Verfasser, sehen Beständigkeit gegen Erdbeben und Sturm vor und sind auch für Eisenbahnverkehr ausgearbeitet.

5. Das aerodynamische Problem

Am 7. November 1940 zerstörte ein mäßiger Sturm die drittlängste Hängebrücke der Welt. Die Tacoma-Narrows-Brücke war ein neues Bauwerk, das 6,4 Millionen Dollar kostete und erst vor vier Monaten dem Verkehr übergeben worden war. Sein Einsturz war nicht nur ein Rätsel, das nach einer Lösung verlangte, sondern auch eine Warnung vor der Gefahr, die anderen Brücken drohte.

Die Tacoma-Brücke war ein extremes Beispiel für den Hang zur schlanken und biegsamen Hängebrückenkonstruktion. Ihre Versteifungsträger waren nur 8 ft. (2 m) hoch, oder $\frac{1}{350}$ der Hauptspannweite. Trotz ihrer Schlankheit war die Brücke stark genug, ihr Eigengewicht und die vorgesehenen Verkehrslasten zu tragen. Sie war auch für Temperaturwechsel und statischen Winddruck berechnet. Aber der aerodynamische Effekt des Windes war übersehen worden. Die Konstruktion war nicht steif genug und die Form des Querschnittes war so, daß horizontaler Wind Vertikalschwingungen

erzeugte, die sich aufschaukelten. In dem Sturm vom 7. November, der eine Geschwindigkeit von 42 Meilen pro Stunde (Windstärke 8) hatte, wurden die Torsionsschwingungen so stark, daß die Konstruktion der Hauptöffnung von den Kabeln gerissen wurde.

Wenn wir von der aerodynamischen Wirkung sprechen, meinen wir die Erzeugung von solchen Kräften, ähnlich denen, die Flugzeuge heben. Ihre Wirkung auf komplexe Strukturen, wie Brücken, war bis in die Gegenwart hinein vollständig unbekannt. Aus theoretischen und experimentellen Studien, die der Verfasser im Jahre 1938 begann, hat er eine allgemeine Theorie des aerodynamischen Effekts auf schwingende Teile entwickelt, die auch auf Brücken anwendbar ist. Sie enthält Formeln, die die Stabilität einer geplanten Konstruktion vorherbestimmen und die damit eine Frage beantworten, die die Ingenieure für ein Jahrhundert beunruhigt hat.

Welche Steifigkeit erfordert eine Hängebrücke? Mit der Zerstörung der Tacoma-Brücke im Jahre 1940 durch sich in einem mäßigen Sturm aufschaukelnde Schwingungen war der Ingenieurberuf auf die Wichtigkeit des aerodynamischen Problems bei Brückenentwürfen aufmerksam gemacht worden. In dem Bestreben, diesen mächtigen zerstörenden Kräften entgegenzuwirken, verfolgte man mit mehr augenfälliger, aber dafür weniger wissenschaftlicher Methode das Ziel, ein Tragwerk zu erzeugen, das verschwenderisch in den Kosten und unbeholfen in den Abmessungen war. Im Falle der Mackinac-Brücke (erbaut 1954 bis 1957) wurde ein anderer Weg eingeschlagen. Eine Brücke, deren aerodynamische Sicherheit garantiert ist [5], war ohne Einbuße an Wirtschaftlichkeit und Schönheit erhalten worden. Durch den Entwurf, der die neuesten Erkenntnisse des aerodynamischen Problems bei Hängebrücken benutzte, wurde diese Brücke mit ihrer Hauptspannweite von 3800 ft. (1158 m) die in aerodynamischer Hinsicht stabilste, die je entworfen wurde. Seit dem Jahre 1938, zwei Jahre vor dem Einsturz der Tacoma-Brücke, verwandte der Verfasser 17 Jahre auf intensive mathematische und experimentelle Untersuchungen, um dieses Problem zu meistern. Indem er drei Theorien miteinander kombinierte, die Biegetheorie der Hängebrücke, die aerodynamischen Erkenntnisse und die mathematische Theorie der elastischen Schwingungen, wurde eine neue Theorie geschaffen, nämlich die von der Aerodynamik der Hängebrücke [6]. Der Verfasser hat gezeigt, daß Brückenquerschnitte im voraus als aerodynamisch stabil oder instabil klassifiziert werden können, und zwar gemäß den drei verschiedenen Arten von Schwingungen: Vertikal-, Torsions- oder gekoppelte Schwingungen (Kombinierte Vertikal-Torsions-Schwingungen). Bei einem instabilen Querschnitt erzeugt ein ständiger horizontaler Wind auf den Brückenquerschnitt resultierende Schwingungskräfte, die synchron und in Phase mit den Schwingungen der Hauptöffnung sind, sofern die Brücke eine beliebige kleine Vertikal- oder Torsionsbewegung gestattet. Die resultierende Aufschaukelung ist logarithmisch. Die kleinste Bewegung wird in ein paar Minuten um das tausendfache vergrößert und kann bereits die Amplituden erreichen, die zur Zerstörung führen. Bei einem stabilen Querschnitt sind die resultierenden aerodynamischen Kräfte auch synchron mit einer möglichen Vertikal- oder Torsionsschwingung der Brücke. Aber sie sind in Gegenphase. Wenn die Fahrbahn sich nach oben bewegt, wirken die resultierenden aerodynamischen Kräfte nach unten und umgekehrt. Daher wird eine beliebige anfängliche Schwingung, z. B. aus dem Verkehr, schnell abgebaut. Die Brücke benutzt also die Windkräfte, um Stabilität zu erzeugen: je stärker der Wind, desto stabiler die Brücke.

Diese Erkenntnisse, so paradox sie auch klingen mögen, sind niedergelegt und bewiesen worden. Es wurde gezeigt, daß man stabile Querschnitte im voraus erkennen und auswerten kann und es wurde weiter gezeigt, wie man einen Brückenquerschnitt von vollständiger aerodynamischer Stabilität entwerfen kann, der gegen alle Windangriffswinkel gesichert ist. Einen Vergleich der aerodynamischen Stabilität der Mackinac-Brücke mit der durch Windkanalversuche bestimmten Stabilität für andere bekannte Hängebrücken ist in Tafel 6 zusammengestellt, die auch die kritischen Windgeschwindigkeiten ent-

hält, die von Professor F. B. Farquharson in dem offiziellen Bulletin 1954 der Universität Washington, Engineering Experiment Station veröffentlicht wurden. Dieses Ergebnis, das vollständige aerodynamische Stabilität für die Mackinac-Brücke bei allen Windgeschwindigkeiten bis unendlich garantiert, stellt einen Triumph der auf den Brückenbau angewandten Mathematik dar. Seit 1938 hat der Verfasser in allen seinen Veröffentlichungen über das aerodynamische Problem stets behauptet, daß es wissenschaftlicher und auch wirtschaftlicher sei, die Ursachen der aerodynamischen Instabilität durch einen wissenschaftlichen Entwurf zu beseitigen, als das Bauwerk in bezug auf Gewicht und Steifigkeit so zu bauen, daß es den Auswirkungen der aerodynamischen Instabilität widerstehen kann. Durch den wissenschaftlichen Entwurf waren bei der Mackinac-Brücke 15 Millionen Dollar eingespart worden, während gleichzeitig eine beispiellose aerodynamische Sicherheit erreicht wurde.

6. Brücken der Zukunft

Innerhalb eines Menschenalters sind die erreichten Spannweiten von Hänge- und Bogenbrücken verdoppelt worden. Der Betonbogen hat ebenfalls eine unvorhergesehene Größe erreicht. Niemals zuvor sind in der Brückenbaugeschichte solche Fortschritte im Entwurf, Wirtschaftlichkeit, Werkstoff oder Montage vermerkt worden. Noch vor 40 Jahren war die Möglichkeit einer Spannweite von 3000 ft. (915 m) ernsthaft in Frage gestellt. Heute entwerfen wir Brücken mit Spannweiten von 6300 ft. (1920 m) und wir können mit Zuversicht sagen, daß Hängebrücken bis 10 000 ft. (3048 m) Spannweite möglich und zu erwarten sind. Die Entwicklung im Großbrückenbau hat einen dringenden Bedarf an verbessertem Baumaterial hervorgerufen. Zwei Richtungen sind zu vermerken: Die Verwendung von hochfestem Stahl und von Leichtmetall. Das hochfeste Material, bis jetzt erfolgreich angewandt, schließt legierte Stähle, warmbehandelten Carbonstahl und kaltgezogenen Flußstahldraht ein. Materialien mit der drei- oder vierfachen Festigkeit des gewöhnlichen Stahls ist entwickelt worden. Das gebräuchliche Leichtmetall ist Aluminium. Es ist in zahlreichen beachtlichen Brücken in den USA, England und Kanada verwandt worden.

Während der letzten 30 Jahre wurde auch die Aufmerksamkeit auf die Schönheit bei Brücken gelenkt. Seit 1928 wurden in den USA jährliche Wettbewerbe für Brücken abgehalten. Schwere Konstruktionen waren nicht länger der Ausdruck von Widerstandsfähigkeit einer Brücke. Heute tragen anmutige leichte Überbauten Tausende von Tonnen Last. Bei zahlreichen Brücken haben die entwerfenden Ingenieure bewiesen, daß Schönheit ohne Verlust an Brauchbarkeit oder Wirtschaftlichkeit erhalten werden kann. Es kostet nicht mehr, eine Brücke schön zu gestalten; alles, was dazu erforderlich ist, ist ein wenig mehr Mühe und ein angeborenes Gefühl für Schönheit bei den Konstrukteuren. Eine schwere, unbeholfene, eckenreiche Struktur verrät gewöhnlich einen sorglosen oder unkundigen Entwurf. Ein Überbau mit anmutigen Linien und Proportionen verrät in der Regel einen sorgfältigen und wissenschaftlichen Entwurf.

Niemand kann unbewegt bleiben beim Anblick einer schönen Brücke. Eine Brücke ist nicht nur ein Meilenstein der Zivilisation — sie ist auch der Ausdruck des Sehnsens der Menschheit. Die Brücke von morgen mit Regenbogenspannweiten werden Einfachheit der Form, Schönheit der Linien, Anmut der Proportionen, Harmonie der Farben und eine strahlende Beleuchtung in sich vereinigen.

Schrifttum

- [1] Steinman, D. B. und Grove, W. G.: Design and Construction of the Florianopolis Bridge. Boston Soc. Civil Engineers. Journal. v. 13, no. 9: 379-419. Nov. 1926.
- [2] Steinman, D. B. und Grove, W. G.: The Eye-Bar Cable Suspension Bridge at Florianopolis, Brazil. Amer. Soc. Civil Engineering. Transactions. v. 92, paper no. 1662:266-342; discussion by authors, p. 375-93; Also in, Proceedings. v. 53, no. 5:707-83. May 1927; discussion by authors in, Proceedings. v. 54:1133-52. April 1928.
- [3] Steinman, D. B.: Rope Strands for Long Suspension Span (St. John Bridge) Civil Engineering. v. 1, no. 12:1087-89. Sept. 1931; Discussions. v. 1, no. 15:1400-01. Dec. 1931; v. 2, no. 1:36-37, 37-38. Jan. 1932; v. 2, no. 3:19 Mar. 1932.
- [4] Schwarz, F.: Die Brücke über die Straße von Mackinac (USA). Stahlbau 27 (1958) H. 6, S. 161.
- [5] Steinman, D. B.: Der Entwurf einer Brücke von Italien nach Sizilien. Stahlbau 20 (1951) H. 3, S. 29/32. Vergl. auch Lacher, G.: Ein neuer Vorschlag zur Überquerung der Meerenge von Messina. Stahlbau 26 (1957) H. 12, S. 382.
- [6] Steinman, D. B.: Untersuchung der aerodynamischen Stabilität der Mackinac-Brücke. Acier Stahl Steel 21 (1956) Nr. 4, S. 147/52.
- [7] Steinman, D. B.: Aerodynamic theory of bridge oscillations. Amer. Soc. Civil Engineers. Proceedings. v. 75, no. 8:1147-84. Oct. 1949.
- [8] Steinman, D. B.: Hängebrücken — Das aerodynamische Problem und seine Lösung. Acier Stahl Steel 19 (1954) H. 10, S. 495/508.

Tafel 6. Kritische Windgeschwindigkeiten für verschiedene Brücken

Brücke	Kritische Windgeschwindigkeit Meilen je Stunde
Bronx-Whitestone (nach Hinzufügen von Versteifungsträgern)	30
Golden Gate (vor Aussteifung)	40
George Washington	55
New Tacoma Narrows	76
Mackinac (mit geschlossener Fahrbahn)	632
Mackinac (mit offener Fahrbahn wie ausgeführt)	∞

Die Brücke über den Mississippi bei New Orleans, USA

Von Dipl.-Ing. Gabriel Páll, Philadelphia, Pa./USA

DK 624.34

Allgemeines

Gesamtanlage und Bedeutung

Am 15. April 1958 wurde die neue Straßenbrücke über den Mississippi bei New Orleans, Louisiana, USA, dem Verkehr übergeben. Dieses Bauwerk ist der drittgrößte Gerberfachwerkbalken der Welt. Seine Mittellöffnung von 480 m wird nur von zwei Gerberfachwerkbrücken an Größe übertroffen. Dies sind die Brücken über den St. Lorenzstrom bei Quebec in Kanada mit 548,9 m Spannweite, die am weitesten gespannte Fachwerkbrücke der Welt, und die Brücke über den Firth of Forth in Schottland, Spannweite 1006 m. Es muß jedoch darauf hingewiesen werden, daß die beiden erwähnten Objekte Eisenbahnbrücken sind, und so ist die jetzt vollendete Mississippibrücke bei New Orleans die größte Straßenfachwerkbrücke der Welt und der am weitesten gespannte Gerberfachwerkbalken der Vereinigten Staaten.

Die neue Straßenbrücke dient, wie aus Bild 1 der Gesamtanlage ersichtlich, als Verbindungsglied im Zuge des neu ausgebauten Autobahnsystems der Stadt New Orleans und ihrer Umgebung. Sie hat die Aufgabe, die Verkehrsströme der Pontchartrain-Expressway und des inneren Stadtgebietes über den Mississippi auf die Victory Park Drive und westseitige Autostraße zu lenken.

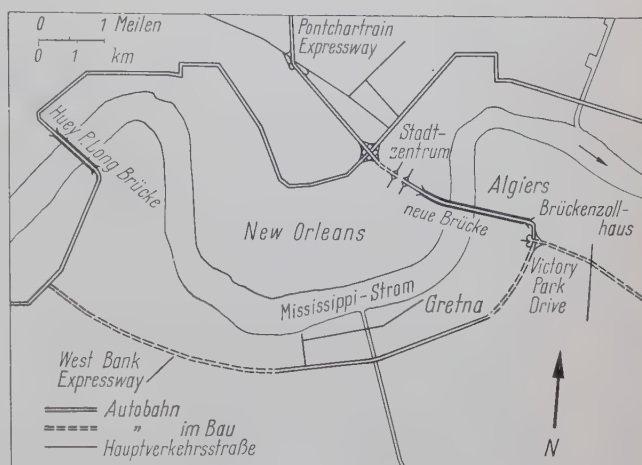


Bild 1. Lageplan der Stadt New Orleans mit der neuen Straßenbrücke über den Mississippi

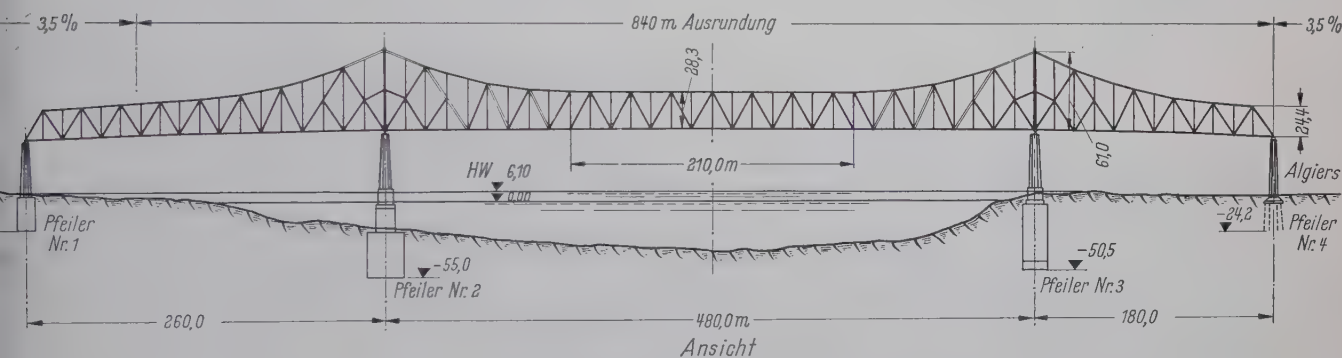


Bild 2. Übersicht

Der Brückenzug besteht aus Rampenbauwerken und Vorlandbrücken an beiden Seiten des Stromes, sowie der Strombrücke über den Mississippi, mit einer Gesamtlänge von 2,3 Meilen (etwa 3,7 km). Die Vorlandbrücken wurden als eine Reihe einfacher Gerberfachwerkbalken mit oberliegender Fahrbahn ausgebildet; die Hauptträger stützen sich auf Stahlbetonpfeiler und weisen keine Stützweiten auf, deshalb befaßt sich der vorliegende Bericht lediglich mit der eigentlichen Strombrücke.

Beschreibung

Das Hauptträgersystem der Strombrückenkonstruktion mußte technisch bestimmt vorgesehen werden, da mit größeren Setzungen der Pfeiler zu rechnen war. Aus dem selben Grunde wurde von vornherein ein Bau einer Hängebrücke Abstand genommen. Die Anzahl der Stützweiten bestimmte sich aus den Forderungen der Schifffahrt, die an dieser Stelle wegen des erforderlichen Freiraums für die Durchfahrt größter Ozeandampfer mehr als drei Stützweiten nicht zugelassen werden könne.

Die Hauptträger der Strombrücke (Bild 2), die sich von Widerlager zu Widerlager 920 m erstrecken, sind zwei über drei Öffnungen verlaufende Gerberfachwerke. Die Stützweiten sind, von West nach Ost fortschreitend, 260 + 480 + 180 m, wobei die Spannweite des eingehängten Trägers 210 m beträgt. Die lichte Höhe der Brücke beträgt 51,8 m über dem Meeresspiegel. Die Fahrbahn ist nahezu auf der ganzen Brückenlänge parabolisch gekrümmt. Der Scheitel liegt in der Mitte der Haupt-

öffnung; die Rampen und Vorlandbrücken erhielten eine Steigung von 3,5 %.

Die Brücke hat 4 Schnellfahrspuren mit einer Gesamtbreite von 15,85 m; eine fünfte Fahrbahnspur kann im Notfall in der gewünschten Fahrtrichtung freigegeben werden. Die beiderseitigen Fußwege sind 0,90 m breit und damit ergibt sich die Nutzbreite zwischen den beiden Geländern zu 17,65 m (Bild 3).

1.3 Lastannahmen, Baustoffe und zulässige Spannungen

Die Brücke ist für die schwersten amerikanischen Verkehrslasten (H20-S16-44), nach den Vorschriften der American Association of State Highway Officials, AASHO, berechnet worden. Der Bemessung der Hauptträger wurde eine über die ganze Fahrbahnbreite gleichmäßig verteilte Belastung von 310 kg/m² oder je ein Sattelfahrzeug mit einem Gesamtgewicht von je 33 t gleichzeitig auf allen Fahrbahnspuren in ungünstigster Stellung zugrunde gelegt. Die Windbelastung wurde für die unbelastete Brücke — hinsichtlich der Orkangefahr in diesem Gebiet — mit 340 kg/m² angenommen.

Für die Stahlkonstruktion wurden mehrere Stahlsorten angewendet. Im allgemeinen verwendete man Baustahl der Güte ASTM-A7, der im wesentlichen dem deutschen St 37 entspricht. Die besonders hoch beanspruchten Stäbe der Hauptträger wurden aus hochwertigem Stahl ASTM-A242 hergestellt.

Die folgenden zulässigen Spannungen wurden in Rechnung gesetzt: für Stahl ASTM-A7 mit einer Fließgrenze von 2540 kg/cm^2 $\sigma_{\text{zul}} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ in der Mittelöffnung und $\sigma_{\text{zul}} = 1270 \text{ kg/cm}^2$ in sämtlichen übrigen Bauteilen; für Stahl ASTM-A242 mit einer Fließgrenze von 3520 kg/cm^2 $\sigma_{\text{zul}} = 2100 \text{ kg/cm}^2$, auf Zug oder Druck.

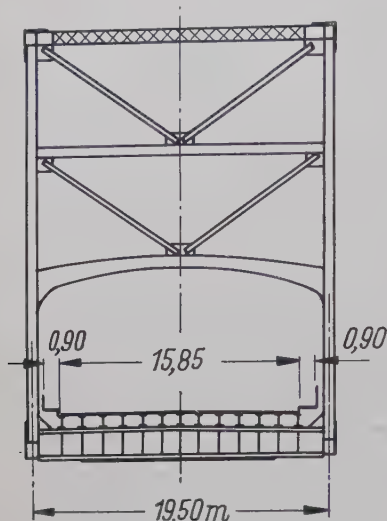


Bild 3. Brückenquerschnitt

Der zugelassene Bodendruck wurde mit $2,5 \text{ kg/cm}^2$ im allgemeinen und mit $3,5 \text{ kg/cm}^2$ für den ungünstigsten Lastfall — außermittiger Druck infolge schwerer Windbelastung unter den Mittelpfeilern — angesetzt.

Die bauliche Durchbildung entspricht den Vorschriften der AASHO sowie des Staates Louisiana.

2. Konstruktion

2.1 Gründung

Wie schon erwähnt, wurde nur ein Pfeiler im Strom angeordnet (Pfeiler Nr. 2), während die beiden Verankerungspfeiler oder Widerlager (Nr. 1 und Nr. 4) und der Mittelpfeiler am rechten Ufer (Nr. 3) auf dem Lande gegründet wurden. Die wichtigste und größte Aufgabe war die einwandfreie und zuverlässige Gründung des Strompfeilers (Nr. 2), wobei die Schifffahrt während der Bauarbeiten ungehindert bleiben mußte.

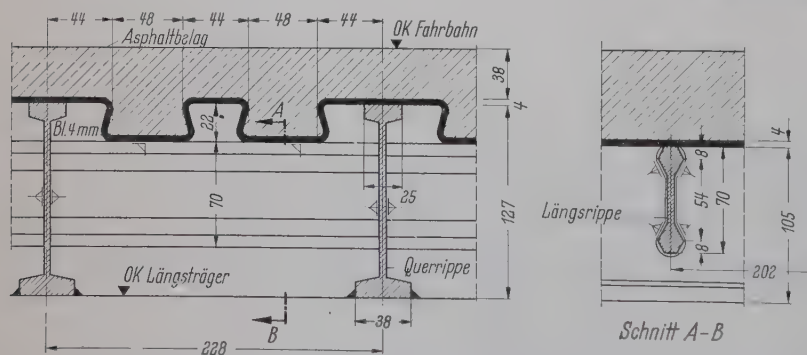


Bild 5. Ausbildung der Leichtfahrbahnplatte

An dieser Stelle, wo der Mississippi seine Geschiebe absetzt, ist das Flußbett in ständiger Bewegung und Veränderung. Deshalb mußte man besondere Maßnahmen treffen, um größere Veränderungen und Eintiefungen des Flußbettes infolge des Einbaus des neuen Strompfeilers zu vermeiden. Das Ziel wurde durch Herabsenken eines aus Weide hergestellten Geflechts mit Abmessungen von $100 \times 150 \text{ m}$ erreicht. Das Fundament des Strompfeilers wurde im offenen Senkkastenverfahren gebaut. Der Stahlsenkast ist auf einer Werft bei Pittsburgh, Pa., als Schwimmkasten erbaut worden. Dann wurde er zur Baustelle geschleppt, wobei der Schleppzug eine Strecke von 1900 Meilen, etwa 3050 km, zurücklegen mußte. Der Grundriß des Schwimmkastens ist rechteckig und $27 \times 46 \text{ m}$ groß. Aus statischen Gründen und Gesichtspunkten der Ausführung wurde er in 28 Zellen aufgeteilt. Die Unterkante

des Senkkastens ist 55 m tief unter dem Meeresspiegel in Pleistozän gegründet.

Auch die beiden Pfeiler Nr. 1 und 3 wurden im offenen Senkkastenverfahren erbaut; Pfeiler Nr. 4 stützt sich auf ein Pfahlrostbauwerk, das aus 490 Holzpfeilen besteht.

2.2 Haupttragwerk

Die beiden Hauptträger der Strombrücke sind Gerberfachwerkträger mit einfacher Dreiecksausfachung. Im Bereich der beiden Mittelstützen erhalten die Diagonal-Druckstäbe mit großer Beanspruchung eine weitere Unterteilung. Die Feldweite des Fachwerksystems beträgt 15,0 m und dementsprechend liegen auch die in den Fachwerkknotenpunkten gelagerten Querträger im selben Abstand voneinander entfernt. Der Abstand der Hauptträgerachsen ist 19,5 m, die Trägerhöhe beträgt 24,4 m über den Endpfeilern, 61,0 m über den Mittelstützen und 28,3 m in der Mitte der Hauptöffnung.

Im allgemeinen sind Obergurte, Untergurte und Streben aus genieteten zweiwandigen Querschnitten ausgebildet; für die am höchsten beanspruchten Zugstäbe wurden jedoch Augenstäbe aus hochwertigem Baustahl verwandt, die durch Gelenkbolzen an den Knotenpunkten befestigt sind (Bild 4). Der Winddruck und andere waagerechte Kräfte werden von zwei Windverbänden



Bild 4. Fachwerkknotenpunkt mit Augenstabanschluß

und kräftigen Querrahmen sowie Querverbänden aufgenommen.

2.3 Fahrbahnkonstruktion

Die 15 m langen Feldweiten der Hauptträger sind gleichzeitig die Stützweiten der Längsträger, deren Abstand 1,32 m beträgt. Für die Längsträger wurden I-Walzprofile benutzt, und insoweit ist die Fahrbahnkonstruktion für alle drei Öffnungen gleich.

In der kleineren Seitenöffnung (Spannweite 180 m) ist eine 19 cm dicke Stahlbetonfahrbahnplatte angebracht, während die in der anderen Seitenöffnung (260 m) und in der Mittelöffnung (480 m) verwendete Fahrbahnkonstruktion aus einer Leichtfahrbahnplatte besteht (Bild 5). Dies ergibt gegenüber der Stahlbetonplatte eine so erhebliche Gewichtsersparnis, daß das Gewicht der beiden Seitenöffnungen trotz der ungleichen Stützweiten annähernd gleich ist. Das Eigengewicht der Stahlbetonplatte beträgt rund 450 kg/m^2 ; dagegen wiegt die Leichtfahrbahnplatte samt Asphaltbelag nur 222 kg/m^2 .

Die Leichtfahrbahnplatte besteht aus dem 4 mm dicken Stahlblech, das durch 127 mm hohe Querrippen im Abstand von 228 mm, und 70 mm hohe Längsrippen im Abstand von 202 mm ausgesteift wird, wobei sämtliche Verbindungen durchweg geschweißt sind. Die Abdeckung der Leichtfahrbahn erfolgt mit einem 38 mm Gußasphaltbelag, die Stahlbetonplatte wird dagegen unmittelbar befahren.

Montage

Die Schiffsahrt hatte die Forderung gestellt, daß keine Gerüste der Schiffsahrt den Verkehr während des Baues stören sollten. So ergab sich die Notwendigkeit, die Mittelöffnung im Freivorbau zu montieren.

In den beiden Seitenöffnungen konnten 2 bis 3 Hilfsstützen aufgestellt werden, mit deren Hilfe die Stahlkonstruktion dieser Öffnungen erbaut worden ist. Die Fachwerkstäbe wurden von an der Brücke laufenden Vorbaugeräten aus Barken emporgehoben und an die betreffende Stelle gebracht. Die in der Werkstatt zusammengestellten und geschweißten $7,95 \times 1,83$ m Tafелеlemente der Leichtfahrbahn wurden auf der Baustelle von Hand miteinander und mit den Längsträgern verschweißt (Bild 6).



Bild 6. Blick auf die Leichtfahrbahn während der Schweißarbeiten

3. Schlußbemerkung

Mit den Gründungsarbeiten für die Strombrücke wurde am 28. Februar 1955 begonnen und am 15. April 1958 wurde das Bauwerk dem Verkehr eröffnet. Es dauerte also nur etwa 37 Monate, diese Riesenbrücke aufzubauen. Obgleich die Brücke selbst dem Verkehr schon übergeben ist, ist der Ausbau des damit verbundenen Autobahnsystems noch im Gange und daher kann das Gesamtprojekt noch nicht als vollendet betrachtet werden.

Die Arbeiten für die eigentliche Mississippibrücke mit ihren Rampen, Vorlandbrücken, Verwaltungsgebäuden und Brückenzollhäusern sowie sämtlichen sonstigen Zubehöriteilen wurden von 13 verschiedenen Unternehmen ausgeführt.

Die Stahlsenk-kästen wurden von der Firma Dravo Corporation, Pittsburgh, Pa., ge-

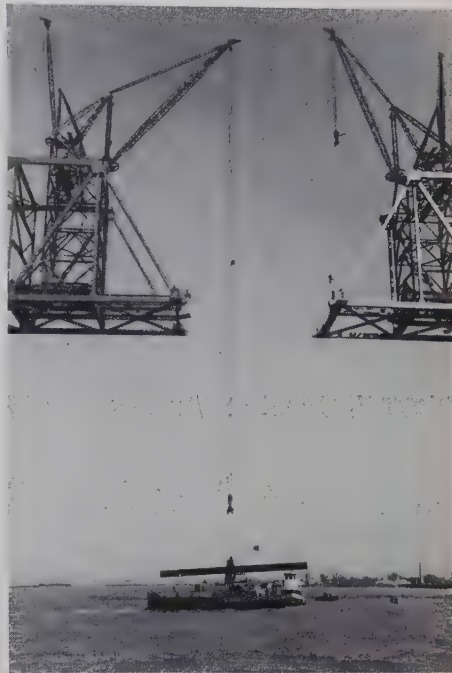


Bild 7. Schließen der Hauptöffnung

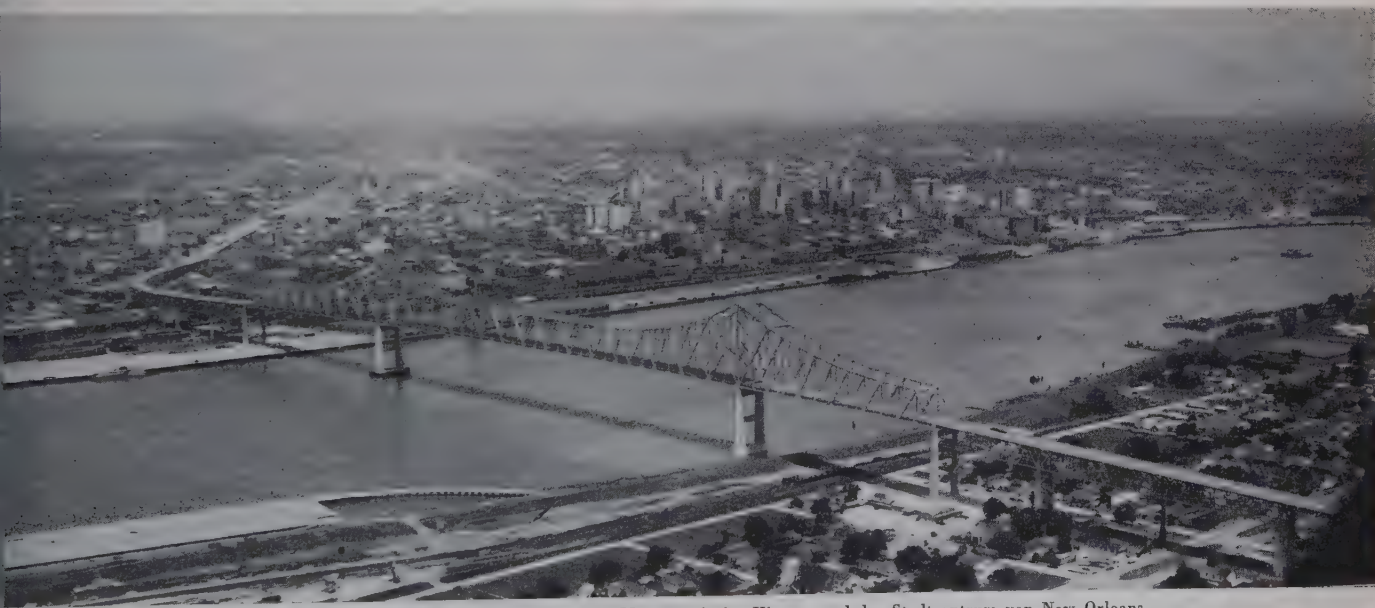


Bild 8. Die fertiggestellte Brücke über den Mississippi; im Hintergrund das Stadtzentrum von New Orleans

Nachdem die Stahlkonstruktion der Seitenöffnungen fertiggestellt und vernietet war sowie die Verankerungen befestigt und eingeklinkt worden waren, wurde mit dem Freivorbau der Mittelöffnung begonnen. Das Richten und Regulieren der beiden Kragarmenden, die zuletzt durch das Schlußglied verbunden werden sollten, erfolgte durch 8 in die Blindstäbe des eingehängten Trägers eingebauten hydraulischen Pressen mit einer Leistung von je 725 t. So wurden die Gerbergelenke während der Montage geschlossen und es wurden erst nach dem Zusammenschließen der beiden Kragarmenden hergestellt. Am 10. Januar 1958 wurde das Schlußglied der Hauptöffnung, ein Gurtstab mit einer Länge von 30,4 m und Gewicht von 33 t, aus der Barke emporgehoben und an seiner endgültigen Stelle angebracht (Bild 7). Damit entstand die größte Fachwerkstruktur der Welt, die ohne Gerüste und Hilfsjoche freibauweise montiert worden ist (Bild 8).

liefert. Dieselbe Firma führte auch die Tiefbauarbeiten sämtlicher Pfeiler der Strombrücke aus.

Die 15 500 t Stahlkonstruktion der Strombrücke in einem Wert von rund 12 268 000 US-Dollars, wurde von der Firma Bethlehem Steel Company geliefert und montiert. Die Gesamtkosten für den Bau der Brücke beliefen sich auf 37 000 000 US-Dollars.

Bauherr war die Mississippi River Bridge Authority, sie ist gleichzeitig auch Eigentümer der Brücke. Für die Gesamtplanung, Entwurf und Bauleitung war die Firma Modjeski and Masters, Beratende Ingenieure, verantwortlich.

Schrifttum

- [1] Jansen, Carl B., M. ASCE: The toughest part is under the river, Civil Engineering (1956) H. 2, S. 40/44, 104.
- [2] Giant Falsework Piers Support 852-Ft Anchor Arm. Construction Methods and Equipment, Dezember 1957.
- [3] Sorgenfrei, O. F., M. ASCE: Greater New Orleans Bridge completed, Civil Engineering (1958) H. 6, S. 60/64.

Beitrag zur Berechnung von Zweigelenkbögen nach der Theorie II. Ordnung

Von Prof. Dr.-Ing. Franz Faltus, Prag

DK 624.072.324

Bei der Ausarbeitung des Projektes einer zur Zeit im Bau befindlichen Bogenbrücke von etwa 330 m Spannweite mit schlanken vollwandigen Bögen (Bild 1) war es natürlich notwendig, die Berechnung nach der Theorie II. Ordnung durchzuführen. Um einen Einblick in die Auswirkung verschiedener Rechnungsgrößen zu bekommen, wurde ein einfaches Rechenverfahren entworfen. Die Ergebnisse sollen hier kurz mitgeteilt werden.

und lassen sich in einen symmetrischen Anteil

$$M = M_q + M_\xi - H_{II} (y - \eta)$$

und einen antisymmetrischen

$$\bar{M} = \bar{M}_p + \bar{M}_\xi + H_{II} \bar{\eta}$$

M_ξ und \bar{M}_ξ sind die Momente von q und p , die zufolge der Horizontalverschiebungen der Bogenachse auftreten.

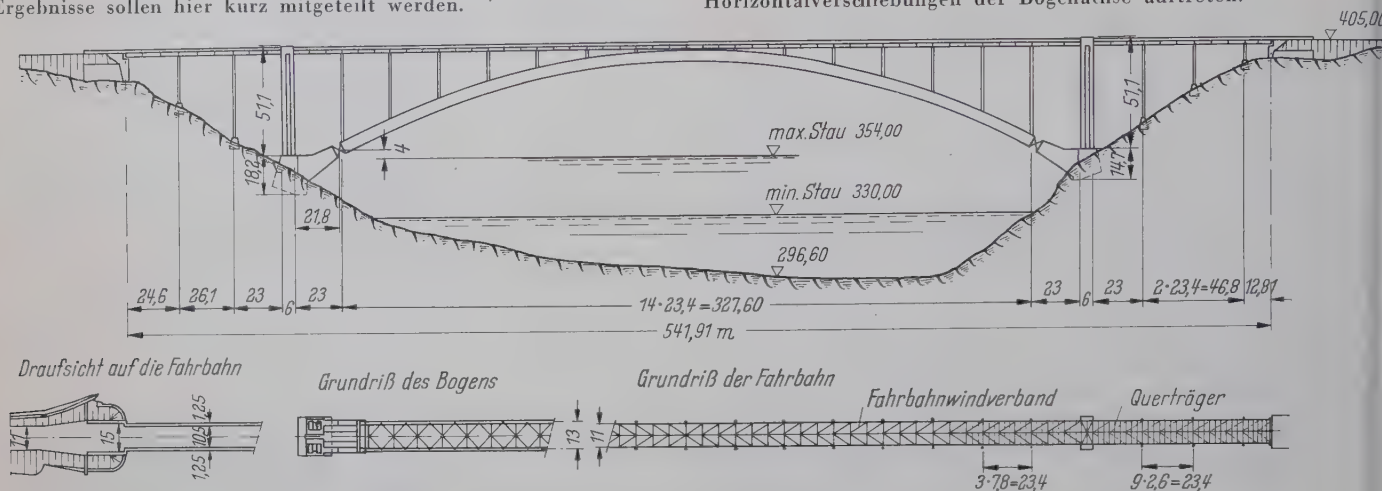


Bild 1. Ansicht und Grundriß einer Straßenbrücke über einen Stausee

1. Rechnungsgang

Wir berechnen einen parabelförmigen Zweigelenkbogen veränderlichen Querschnittes für gleichförmige Belastung $q = g + \frac{p}{2}$ und antisymmetrische Belastung $\pm \frac{p}{2}$. Die Durchbiegung des Bogens unter dieser Belastung trennen wir auch in einen symmetrischen Anteil η und einen antisymmetrischen $\bar{\eta}$, so daß nach Bild 2 die Ordinaten des verformten Bogens sind

$$\left. \begin{aligned} y &= y - \eta - \bar{\eta} \\ x &= x + \xi \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

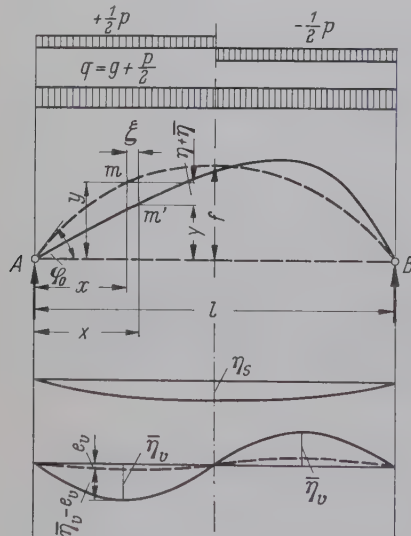


Bild 2. Ursprüngliche und verformte Bogenachse

Da wir noch eine „unvermeidbare“ antisymmetrische Abweichung der wirklichen Bogenachse von der theoretischen berücksichtigen wollen, soll $\bar{\eta}$ sich zusammensetzen aus $(\bar{\eta}) + e$, wobei e die anfängliche Abweichung und $(\bar{\eta})$ die von den äußeren Lasten hervorgerufene Durchbiegung bedeuten. Die Abweichung e soll einen affinen Verlauf zu $(\bar{\eta})$ haben, e_v ist die maximale Abweichung im Bogenviertel.

Die Biegemomente sind dann

$$M_{II} = M_q + M_p + M_\xi + \bar{M}_\xi - H_{II} (y - \eta - \bar{\eta}) \dots (2)$$

Wenn die Bogenachse eine Parabel 2. Ordnung

$$y = \frac{4f}{l^2} (l - x) \cdot x \dots \dots \dots (3)$$

ist, so sind näherungsweise die Durchbiegungen Parabeln 4. Ordnung

$$\eta = \frac{16}{5} \eta_s \left[\frac{x}{l} - 2 \left(\frac{x}{l} \right)^3 + \left(\frac{x}{l} \right)^4 \right]$$

$$\text{und} \quad \bar{\eta} = \frac{16}{5} \bar{\eta}_v \left[\frac{2x}{l} - 2 \left(\frac{2x}{l} \right)^3 + \left(\frac{2x}{l} \right)^4 \right], \dots \dots (4)$$

wenn mit η_s und $\bar{\eta}_v$ die noch unbekannten Ordinatenanteile der

Tafel 1a. Hilfswerte

$\frac{1}{I_0 \cos \varphi_0}$	$\frac{1}{I_0 \cos \varphi_0}$
$\frac{l}{I_s}$	$\frac{1}{I_0 \cos \varphi_0}$
$\beta = \frac{J_s - J_0 \cos \varphi_0}{J_0 \cos \varphi_0}$	$\beta = \frac{J_v \cos \varphi_v - 1/2 (J_0 \cos \varphi_0 + J_s)}{1/2 (J_0 \cos \varphi_0 + J_s)}$
$\frac{1}{J \cos \varphi} = \frac{1}{J_s} \left[1 + \beta \left(1 - \frac{2x}{l} \right)^2 \right]$	$\frac{1}{J \cos \varphi} = \frac{1}{J_s \cos \varphi} \left[1 + \beta \left(1 - \frac{4x}{l} \right)^2 \right]$
$a_1 = 1 + 0,1428 \beta$	$a_1 = 1 + 0,3214 \beta$
$a_2 = 1 + 0,1372 \beta$	$a_2 = 1 + 0,3266 \beta$
$a_3 = 1 + 0,2843 \beta$	$a_3 = 1 + 0,1373 \beta$
$a_4 = 1 + 0,1747 \beta$	$a_4 = 1 + 0,5925 \beta$
$a_5 = 1 + 0,2080 \beta$	$a_5 = 1 + 0,2469 \beta$
$a_6 = 1 + 0,3391 \beta$	$a_6 = 1 + 0,7806 \beta$
$a_7 = 1 + 0,1320 \beta$	$a_7 = 1 + 0,3318 \beta$
$a_8 = 1 + 0,2830 \beta$	$a_8 = 1 + 0,1320 \beta$
$a_9 = \frac{1}{6} \sin \varphi_0$	$a_9 = \frac{1}{6} \sin \varphi_0$
$a_{10} = \frac{\sin^2 \varphi_0}{\cos \varphi_0}$	$a_{10} = \frac{\sin^2 \varphi_0}{\cos \varphi}$
$a_{11} = 2 + \cos \varphi_0$	$a_{11} = 2 + \cos \varphi_0$

Durchbiegung im Bogenscheitel und im Bogenviertel bezeichnet werden.

Aus dem näherungsweise angenommenen Verlauf der Verformungen erhalten wir auch die Verschiebungen ξ und $\bar{\xi}$ und die zugehörigen Momente M_ξ und \bar{M}_ξ (siehe [1]), ausgedrückt durch den Parameter η_s und $\bar{\eta}_v$. Wir berechnen jetzt in normaler Weise einen Zweigelenkbogen mit den Ordinaten y . Bei unnachgiebigen Au-

lagern muß $\int \frac{M_{II} y ds}{J} = 0$, sein, woraus nach dem Satz des M

ums der Formänderungsarbeit mit den üblichen Vereinfachungen bezüglich der Normalkräfte folgt

$$H_{II} = \frac{\int M_{II}^0 Y \, ds}{\int Y^2 \, ds + \int N^2 \, ds} \quad (5)$$

Die Veränderlichkeit der Trägheitsmomente drücken wir genähert durch eine Parabelgleichung [2] nach Tafel 1a aus.

Bei der Berechnung sind mit Index o , v , s bezeichnet die Werte für Kämpfer, Stützpunkt und Scheitel.

Die Formeln $\beta = \frac{1 - \cos \varphi_0}{\cos \varphi_0}$ erhalten wir die Werte für einen Bogen mit konstanten Querschnitten, $\beta = 0$ entspricht der üblichen Annahme $\cos \varphi = \text{konst.}$ Wir können dann die einzelnen Integrale in (5) in algebraische Funktionen darstellen, integrieren und erhalten H_{II} und die Momente M und \bar{M} als Funktionen der Parameter q und $\bar{\eta}_v$.

Aus den Momenten M und \bar{M} berechnen wir nach Mohr unter Berücksichtigung der Normalkräfte und unter Berücksichtigung des verschiedenen Verlaufes der einzelnen Momententeile die symmetrischen und antisymmetrischen Durchbiegungsanteile Bogenstrecke (η_s) und im Bogenviertel ($\bar{\eta}_v$). Aus (η_s) = η_s und ($\bar{\eta}_v$) = $\bar{\eta}_v - e_v$ erhalten wir dann zwei Gleichungen für η_s und $\bar{\eta}_v$, womit die Aufgabe im wesentlichen gelöst ist.

Der Vorteil dieses Verfahrens ist, daß es rasch ziemlich genaue Ergebnisse liefert und als Vorbereitung zur genaueren Berechnung erlaubt, getrennt Einfluß und Größe der einzelnen Faktoren abzuschätzen.

Die entwickelten Formeln sind in Tafel 1 zusammengestellt.

Tafel 1. Formelzusammenstellung

$q = g + \frac{p}{2}$	$m = \frac{8 E J f}{q l^4} = \frac{E J}{l^2 \bar{\eta}_I}$
$r = \frac{p}{q}$	$n = \frac{f}{f - 0,971 \, \eta_1}$
$\bar{\eta}_I = \frac{q l^2}{8 f}$	
$\frac{1}{1 - \varphi_1} = 1 + 0,625 \frac{a_0 J}{F f^2 a_1}; \quad \frac{1}{1 - \varphi} = 1 + 0,625 \frac{a_{11} J n^2}{F f^2 a_1} + 0,94476 \frac{\bar{\eta}_v^2 n^2}{f^2} \cdot \frac{a_8}{a_1}$	
$s = 5,822 \frac{a_6}{a_1} \cdot \frac{\bar{\eta}_v^2 n}{l^2} + 15 \frac{r f \bar{\eta}_v n}{l^2 a_1}$	
$\left(0,00809 \frac{l^2}{f^2} a_3 + 0,1379 \frac{\eta_1}{f} a_5 - 0,1871 a_4 \right) - 1,875 \omega t m n \frac{l^2}{f^2 a_1}$	
$0,12808 \frac{b_8}{b_7} r f + e m b_9$	
$\bar{\eta}_v = \frac{m b_9 - (1 - \varphi) (1 - s) n - 6,56012 \frac{f^2}{l^2} \cdot \frac{b_8 b_1}{b_7}}{0,10417 b_3 f [q + s (1 - \varphi)] + 0,28568 \frac{f^2}{l^2} r b_2 b_5 + \frac{l^2}{f^2} [l a_9 + f a_{11}]}$	A
$\eta_s = \frac{0,10417 b_3 f [q + s (1 - \varphi)] + 0,28568 \frac{f^2}{l^2} r b_2 b_5 + \frac{l^2}{f^2} [l a_9 + f a_{11}]}{m - 0,002948 b_4 n (1 - s) (1 - \varphi)}$	B
$H_{II} = \bar{\eta}_I n (1 - s) (1 - \varphi)$	C

Die Gleichungen A und B sind durch Iteration leicht aufzulösen, für die Berechnung der meisten Größen genügt der Rechenschieber. Erwähnt sei noch, daß sich aus diesen Formeln mit $e = 0$ der einfache Näherungswert für $\bar{\eta}_v$ ableiten läßt:

$$\bar{\eta}_{IIv} = \bar{\eta}_{Iv} \frac{H_k}{H_k - H}, \quad \text{mit } H_k = \frac{4 \pi^2 E J}{k^2 l^2}$$

$$H_I = \frac{q l^2}{8 f} (1 - \varphi)$$

Der Faktor k für $\varphi = 0,005$ nach Tafel 2. Der Faktor $(1 - \varphi)$ gibt den Einfluß der Normalkräfte wieder.

Tafel 2. Knicklänge des Bogens $l_k = k \cdot \frac{l}{2}$

f/l	0,1	0,1305	0,2	0,3
k	1,055	1,084	1,176	1,375

Daraus ergibt sich die einfache Beziehung

$$\frac{r f}{\eta} = 297,865 m - 7,5448 k^2.$$

2. Auswertung

Da in den angeführten Formeln die Größen $r = \frac{p}{q}$ und $m = \frac{8 E J f}{q l^4}$ die einzigen Parameter sind, die das Ergebnis für eine bestimmte Bogenform beeinflussen, ist es möglich, Nomogramme aufzustellen, die die Beurteilung verschiedener Belastungsfälle und verschiedener Einflüsse erleichtern. Es sollen hier für den berechneten Bogen einige Nomogramme angeführt werden. Die Nomogramme sind berechnet für die der Vorberechnung entsprechenden Verhältnisse

$$\frac{f}{l} = \frac{43}{330} = 0,1303, \quad \frac{J}{F f^2} = \frac{1,72}{0,415 \cdot 43^2} = 0,00224, \quad \varphi_1 = 0,005.$$

In Bild 3 ist das Nomogramm des Verhältnisses $\frac{H_{II}}{\bar{\eta}_I}$ also des Horizontalschubes nach der Theorie II. Ordnung zum Horizontalschub eines Dreigelenkbogens eingetragen. H_{II} ist allgemein größer als $\bar{\eta}_I$, jedoch ist der Unterschied sehr gering.

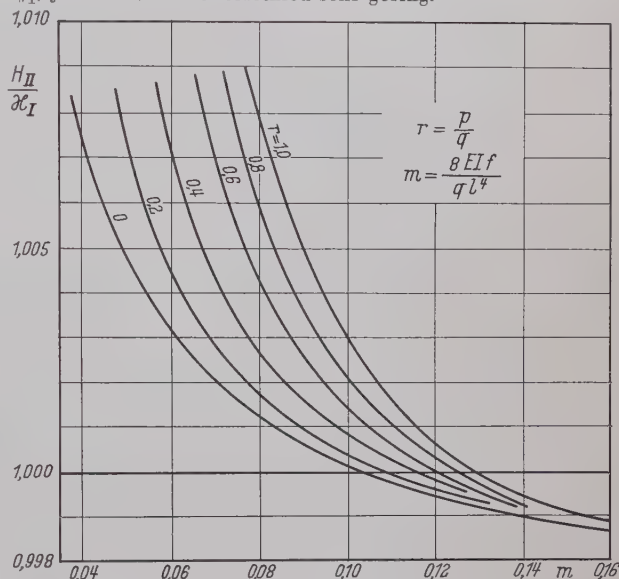


Bild 3. Nomogramm für $H_{II}/\bar{\eta}_I$

In Bild 4 ist die Durchbiegung im Scheitel η_s durch die Größe $\frac{l}{m \eta_s}$ dargestellt. Diese wird vom Verhältnis $r = \frac{p}{q}$ stark beeinflusst.

Für das Verhältnis der antisymmetrischen Biegemomente nach Theorie I. und II. Ordnung im Viertelpunkt $\frac{\bar{M}}{\bar{M}}$ ergibt sich das

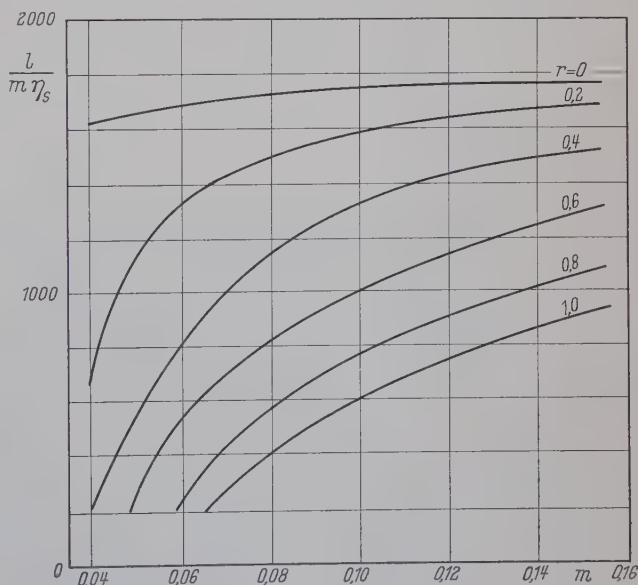


Bild 4. Nomogramm für die Durchbiegung η_s im Scheitel

Nomogramm Bild 5. Die Abhängigkeit der Werte von $r = \frac{p}{q}$ ist hier so klein, daß sie im Nomogramm nicht darstellbar ist, so daß sich für verschiedene Verhältnisse $\frac{p}{q}$ praktisch dieselben Kurven $\frac{\overline{M}}{M}$ ergeben.

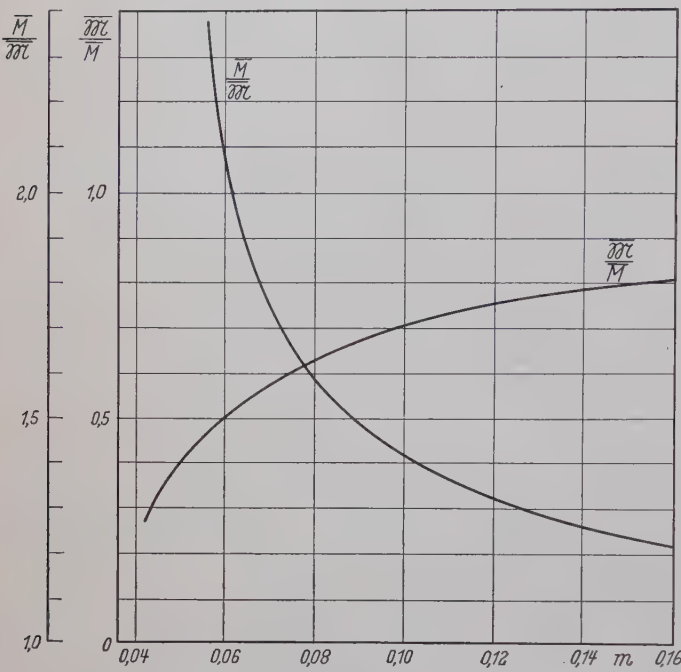


Bild 5. Vergrößerung des antisymmetrischen Momentenanteils im Bogenviertel

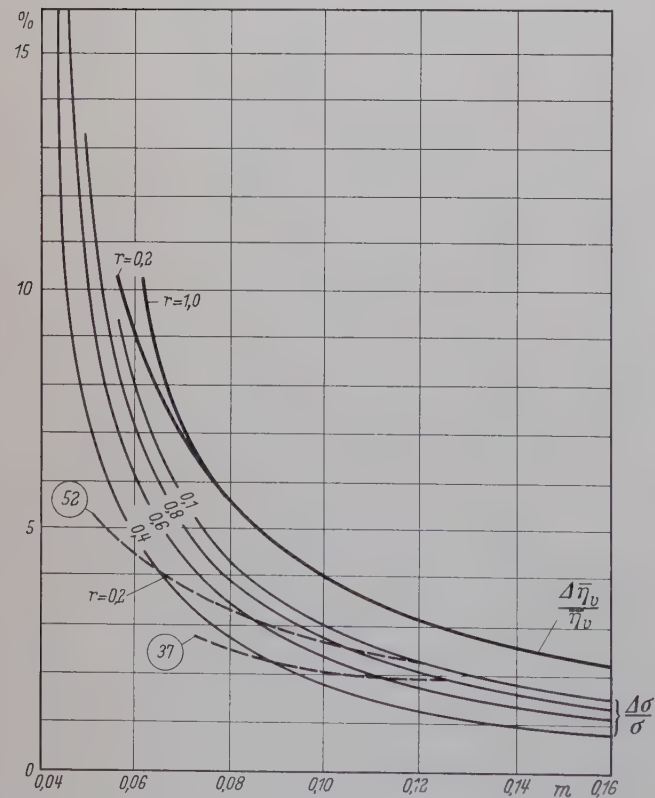


Bild 6. Fehler in % bei Vernachlässigung der seitlichen Bogenverschiebungen in der Durchbiegung im Bogenviertel $\frac{\Delta \eta_v}{\eta_v}$ und in den Randspannungen aus Normalkraft und Biegemoment im Bogenviertel $\frac{\Delta \sigma}{\sigma}$. (52) und (37) bedeuten Grenzwerte praktisch möglicher Schlankheiten m bei St 52 und St 37

Die entwickelten Formeln kann man auch dazu verwenden, den Fehler abzuschätzen, den die oft übliche Vernachlässigung der Horizontalverschiebungen der Bogenachse ξ bei der Berechnung hervorruft. Im Bild 6 ist dieser Fehler, das ist die Änderung der Randspannung im Viertelpunkt $\frac{\Delta \sigma}{\sigma}$ für einen Bogen der unterschiedlichen Abmessungsverhältnisse dargestellt. Das Verhältnis der Bogenhöhe zur Spannweite wurde hierbei mit $\frac{h}{l} = \frac{5,5}{330} = \frac{1}{60}$ angenommen. Die Fehler wachsen sehr mit abnehmender Starrheit des Bogens, sind jedoch in praktischen Fällen nicht allzu groß, liegen aber immer auf der ungünstigen Seite. In demselben Bild ist auch der Fehler der vertikalen Durchbiegung im Viertelpunkt η_v angegeben. Er ist fast unabhängig von r .

Der in Frage stehende Bogen aus St 52 mit einem Eigengewicht von $g = 9,0 \text{ t/m}$ und einer Nutzlast von $p = 2,84 \text{ t/m}$ wurde nach der Theorie II. Ordnung berechnet für eine Belastung mit $g' = s_g \cdot g = 1,30 \cdot 9,0 = 11,7 \text{ t/m}$ und $p' = s_p \cdot p = 1,55 \cdot 2,84 = 4,4 \text{ t/m}$ und einer Grenzbeanspruchung vom $\sigma'_{gr} = \varphi \cdot \sigma_T = 0,9 \cdot 3600 = 3240 \text{ kg/cm}^2$ ¹⁾. Hierfür benötigt man eine Steifigkeit von etwa $m = 0,075$. Der Fehler einer Näherungsberechnung be-

¹⁾ s_g und s_p sind sogenannte Koeffizienten der „Überlastbarkeit“, φ ist der Koeffizient der Gleichmäßigkeit des Materials.

$$\frac{s_g}{\varphi} = \frac{1,3}{0,9} = 1,45 \quad \text{und} \quad \frac{s_p}{\varphi} = \frac{1,55}{0,9} = 1,72$$

entspreche nach der Theorie I. Ordnung den Sicherheitsfaktoren für die einzelnen Belastungen. Es wird also mit verschiedenen Sicherheitskoeffizienten für Eigengewicht und Nutzlast gerechnet.

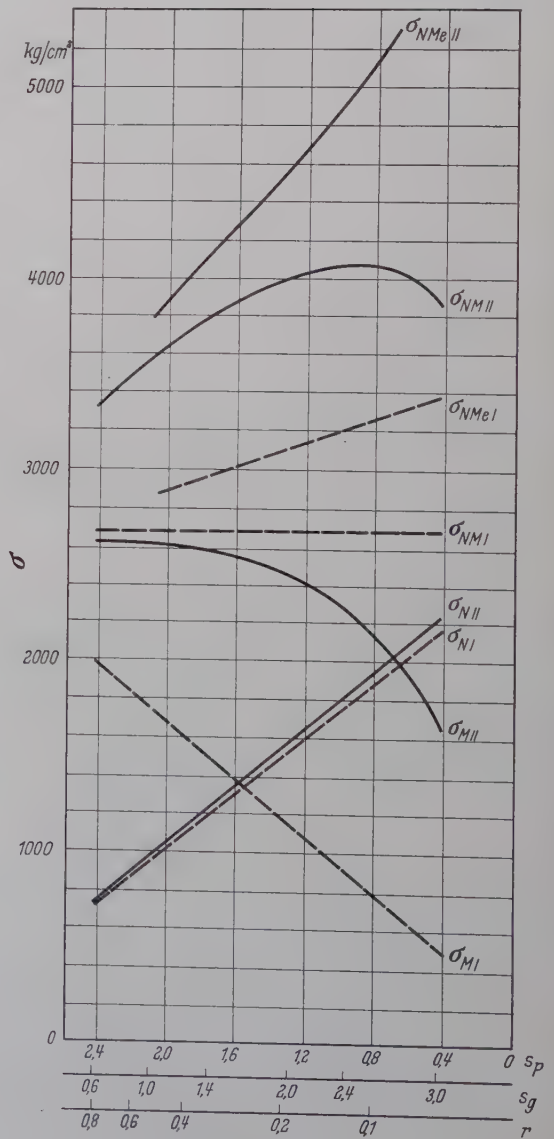


Bild 7. Randspannungen im Bogenviertel nach Theorie I. und II. Ordnung für verschiedene Belastungen

et also rund 3,5 %. In dem Bild 6 sind noch zwei Kurven, 52 und 37, eingezeichnet. Diese grenzen die Fehler ab, mit denen zu rechnen wäre bei einem Bogen der gegebenen Abmessungen, bei einer unveränderlichen Belastung von $g = 11,7 \text{ t/m}$ und veränderlichem p , und zwar für Stahl 52 und Stahl 37.

Am Abschluß soll noch im Diagramm (Bild 7) für den Bogen oben angegebenen Abmessungen und Querschnitte der Einfluß der Berechnung nach der Theorie II. Ordnung bei verschiedenen Lastungsverhältnissen gezeigt werden. Als Vergleichsbasis dient die Berechnung eines Bogens nach der Theorie I. Ordnung. Für diesen werden zusammengehörige Belastungspaare $g' = s_g \cdot q = 9 \text{ t/m}$ und $p' = s_p \cdot p = 2,84 \text{ t/m}$ so zusammengestellt, daß die Randspannung im Bogenviertel sich nicht ändert. Mit σ_{NI} und σ_{MI} sind im Diagramm die zugehörigen Normal- und Biegespannungen eingetragen; die Summe

$$\sigma_{NI} + \sigma_{MI} = \sigma_{NMI} \text{ ist konstant.}$$

Nach der Theorie II. Ordnung ändert sich die Normalbeanspruchung σ_{NII} nur wenig im Vergleich zu σ_{NI} , σ_{MII} ist jedoch wesentlich größer als σ_{MI} . Die Summe σ_{NMI} wächst jedoch mit fallendem Verhältnis $r = \frac{S_p \cdot p}{S_g \cdot q}$ nur bis zu etwa $r = 0,1$, um dann wieder abzunehmen. Führen wir in die Berechnung eine „unvermeidliche“ Abweichung e von der theoretischen Bogenachse ein, so steigen die Beanspruchungen. Im Bild 7 sind für $e_v = 0,254 \text{ m}$ die Beanspruchungen nach der Theorie I. Ordnung mit σ_{NMI} nach

der Theorie II. Ordnung mit σ_{NMI} eingetragen. Hier tritt mit wachsendem Eigengewicht kein Spannungsabfall mehr ein.

Abschließend sei noch bemerkt, daß das mitgeteilte Näherungsverfahren wesentlich mehr leistet als z. B. die in [3] behandelte überschlägige Ermittlung der Spannungserhöhung nach Rowe, die für $J \cos \varphi = \text{konst.}$ und mit Vernachlässigung des Einflusses der Horizontalverschiebungen ξ abgeleitet wurde. Die in Tafel I zusammengestellten Formeln erlauben getrennt den Einfluß der Querschnittsänderungen, der Vernachlässigung der Horizontalverschiebungen, der Formänderungen zufolge Normalkräfte usw. kritisch zu verfolgen. Auch z. B. der Einfluß der Temperatur läßt sich zeigen. Nach der Theorie I. Ordnung entspricht einer Temperaturerhöhung immer eine Vergrößerung des Horizontalschubes, während nach der Theorie II. Ordnung dies nur bei größerem m , also bei kleinem q , der Fall ist. Bei kleinem m , also weichen Bögen, verkleinert sich H_{II} bei Temperaturerhöhung, da der Einfluß der Vergrößerung der Scheitelhöhe bei großer Gleichlast überwiegt.

Die angeführte Berechnung war bei der Ausarbeitung der Vorprojekte und Abschätzung der einzelnen Einflüsse sehr nützlich. Für die endgültige Dimensionierung wurde nach einem Iterationsverfahren eine genauere Berechnung aufgestellt.

Schrifttum

- [1] Stüssi, F.: Baustatik II. Basel 1954, Birkhauser Verlag.
- [2] Bleich, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, Springer-Verlag.
- [3] Wagner, W.: Überschlägige Ermittlung der Spannungserhöhung für stählerne Bogen nach Theorie II. Ordnung. Stahlbau 25 (1956), H. 2, S. 43/46.

Zur Konstruktion von geschweißten Rohrverzweigungen

Berichtet von Dipl.-Ing. E. Schlegel, Gustavsburg

DK 621.643.23 — DK 621.791.051

Einleitung

Wird in einem belasteten Rohr der gleichmäßige Kraftfluß durch einen Ausschnitt gestört, so treten am Lochrand Spannungserhöhungen auf. Das kann vermieden werden dadurch, daß man die Zone um den Ausschnitt verstärkt.

Es gibt bis jetzt noch kein befriedigendes Rechenverfahren für diese Verstärkungen. Wenn man annimmt, daß der Kraftfluß im Rohrmantel ungestört bis zum Lochrand durchläuft und daß die Schnittstellenkräfte am Lochrand, die eine Gleichgewichtsgruppe für sich bilden, von der Verstärkung ohne Überschreitung der zulässigen Beanspruchung aufgenommen werden müssen, so konstruiert man zu oft zu wenig; denn die inneren Kräfte laufen infolge der Weichheitszone am Ausschnitt zum Teil in großem Umweg um die Störstelle herum.

Es ist grundsätzlich möglich, den genauen Kraftverlauf mit der Spannungstheorie zu erfassen. Diese Rechnungen sind aber so langwierig, daß sie mit den bisher zur Verfügung stehenden Rechenmaschinen nicht durchzuführen waren. Wahrscheinlich wird durch den Einsatz der elektronischen Rechenautomaten diese Grenze unseres Wissens in nächster Zeit um ein Stück zurückgeschoben werden.

Heute müssen wir noch nach empirischen Regeln konstruieren. Während in Amerika diese Regeln in Vorschriften [1] zusammengefaßt sind, ist in Deutschland jedes Werk im wesentlichen auf seine eigenen Erfahrungen angewiesen.

Im folgenden wird ein Auszug aus einer amerikanischen Veröffentlichung über Laboratoriumsversuche und Betriebsunfälle an Rohrverzweigungen gegeben¹⁾.

Die Untersuchungen beschränken sich auf Rohre mit 5–80 cm Durchmesser. Mit Ausnahme der Versuchsstücke ohne Verstärkung

ist der Abzweigwinkel immer 90°. Als Material wurde hauptsächlich ASTM A 106 Gr. B und API Std. 5 LX 52 verwendet (vgl. Tafel 1).

Im einzelnen sind die untersuchten Konstruktionen mit Materialangaben in Bild 1 zusammengestellt.

Die Versuchsstücke wurden durch ruhenden und regelmäßig wechselnden Innendruck und durch ruhende und regelmäßig wechselnde Biegemomente belastet.

2. Versuche mit ruhendem Innendruck

Der Druck wird langsam gesteigert, bis das Versuchsstück nachgibt und schließlich der Bruch eintritt. Dabei werden die Spannungen mit Dehnungsmeßstreifen gemessen.

2.1 Abzweigungen ohne Verstärkung

Bild 2 b zeigt die Spannungen an der Nahtlinie für Abzweigstücke mit drei verschiedenen Durchmesserhältnissen. (Wegen Bild 2 c und 2 d vgl. Abschnitt 4 und 5.) Leider gibt der Autor nicht an, in welcher Richtung die gemessenen Spannungen wirken.

Bei gleichen Durchmessern von Abzweig- und Durchlaufrohr zerfällt die Durchdringungskurve in zwei Halbellipsen, die sich unter 90° schneiden. Vielleicht kann die Spannungsspitze im Scheitel (Bezugswinkel 0°) durch die Kerbwirkung an der scharfen Ecke erklärt werden.

Doch ist der Gedanke naheliegend, daß hier bei der Auswertung der Meßergebnisse ein Fehler durchlaufen ist; denn die Diagramme 2 b, 2 c und 2 d zeigen an der gleichen Stelle das gleiche Anwachsen der Spannungen, obwohl die Belastung im Fall 2 d näherungsweise antisymmetrisch zum Scheitelpunkt ist.

Die Spannungen wurden nur an der Außenfläche und nicht beiderseits des Rohrmantels gemessen; infolgedessen hat man durch die Messung nicht die mittleren Zugspannungen des Bleches bekommen, sondern eine Überlagerung von Zug und Biegung. Wahrscheinlich sind die Spannungen an der Innenwand des Zwicks (Bezugswinkel 90°) wesentlich höher.

Aber selbst ein vollständiges Bild der mit Dehnungsmeßstreifen gemessenen Spannungen würde keinen unmittelbaren Aufschluß über die Bruchlast des Versuchsstückes geben; denn die Spannungsmessungen gelten nur im elastischen Bereich. Sobald an irgendeiner Stelle die Streckgrenze erreicht wird, verlagern sich die inneren Kräfte auf Konstruktionsteile, die vorher weniger belastet waren; die Spannungsverteilung wird gleichmäßiger und somit günstiger.

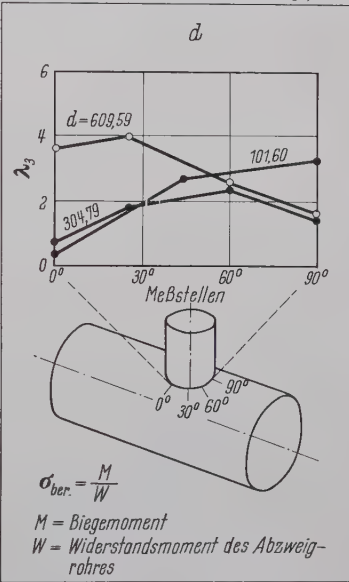
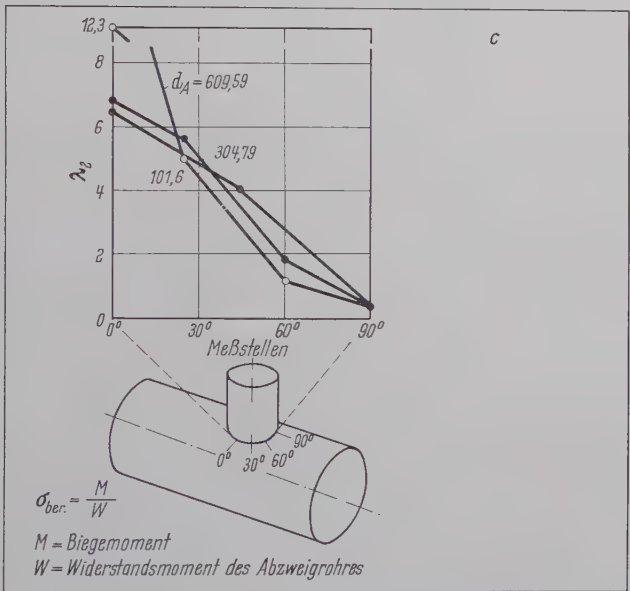
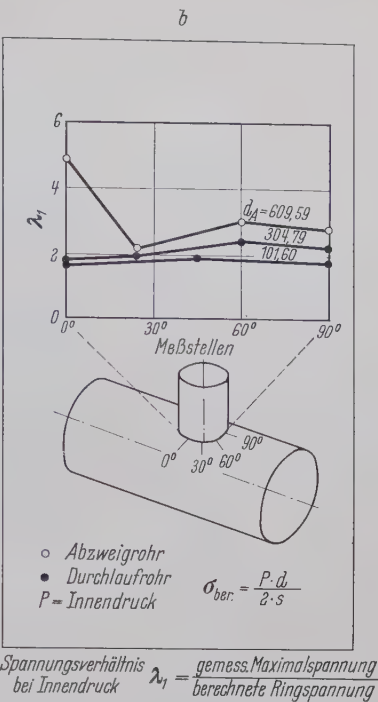
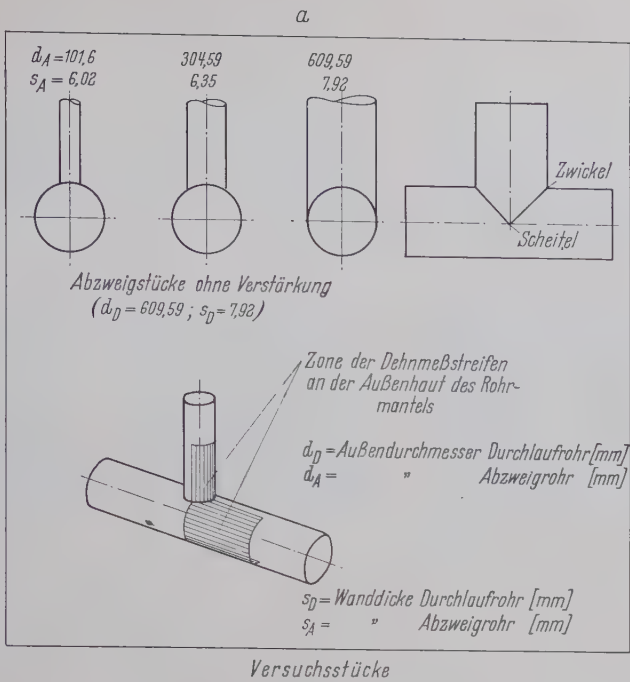
Tafel 1. Technische Daten der verwendeten Stahlsorten

Eigenschaft	ASTM A 106 Gr. B	API Std. 5 LX 52	API Std. 5 LX 42
Streckgrenze in kg/mm ²	42,2	46,5	42,2
Bruchgrenze in kg/mm ²	24,6	36,5	29,5
Dehnung in %	20–30	15–20	20–25

¹⁾ Nach Rodabaugh, E. C., und George, H. H.: Design and strength of welded Pipe Line Branch Connections, Journal of the Pipelines Division of the American Society of Civil Engineers, Vol. 83, No. PL 1, March 1957. Vgl. Bornscheuer, F. W.: Betrachtungen zur Bemessung und Sicherheit stahlgewetzter Turbinenrohrleitungen. Stahlbau 23 (1954) H. 12 S. 279/83.

a. Abzweigung ohne Verstärkung			
b. Dopplung			
c. Kragen			
d. Mantel			
e. Mantel und Kragen			
f _I . geschweißter Mantel mit angebördeltem Kragen. rückseitige Laschenschweißung			
f _{II} . geschweißter Mantel mit angebördeltem Kragen. seitliche Laschenschweißung			
g. geflanschter Mantel mit angeschweißtem Kragen			
h. aufgesetztes Formstück			
i. Fitting			
k. Schmiedestück			
l. Träger in Nahtebene			
m. glattes Rohr			

Bild 1. Versuchsstücke



Spannungsverhältnis $\lambda_2 = \frac{\text{gemess. Maximalspannung}}{\text{berechnete Biegespannung}}$
bei Biegung quer zur Abzweigebene

Spannungsverhältnis $\lambda_3 = \frac{\text{gemess. Maximalspannung}}{\text{berechnete Biegespannung}}$
bei Biegung in der Abzweigebene

Bild 2a bis d. Spannungen in der Nahtlinie, Abzweigungen ohne Verstärkung

Die Bruchlast des Versuchsstückes $d_A = 609,59$, $s_A = 7,92$ (Bild 2a) betrug etwa 75 % von der eines glatten Rohres mit den gleichen Abmessungen. Die hohen gemessenen Spannungen hätten viel kleinere Bruchlast erwarten lassen.

Bild 3 zeigt typische Rohrbrüche. Es scheint, daß der Zwikel und der Scheitel besonders gefährdet sind. Wahrscheinlich werden die Brüche im Zwikel durch Zugspannungen ausgelöst, die sich nach dem Überschreiten der Streckgrenze verhältnismäßig gleichmäßig über die Blechdicke verteilen. Im Scheitel sind die Zugspannungen nach theoretischer Voraussicht kleiner; vielleicht ist die Tragfähigkeit der Konstruktion hier durch nicht abgebaute Exzentrizitäten der Längsspannungen und durch Sprödbrecherscheinungen vermindert.

Tafel 2 zeigt eine Zusammenstellung von Versuchsergebnissen. Man kann daraus eine empirische Formel für die Bemessung nicht verstärkter Rohrabzweigungen ableiten:

$$\frac{p_a}{p_b} = 1 - \frac{d_a}{d_d} \cdot (1 - 0,7 k \cdot \sin^{1,5} \alpha) \quad (1)$$

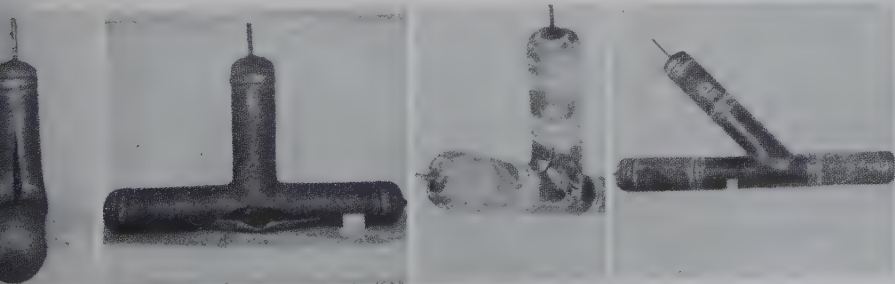


Bild 3a u. b.

Bild 3c u. d.

Abzweigstücke ohne Verstärkung ($\alpha = 90^\circ$)

Abzweigstücke ohne Verstärkung ($\alpha = 45^\circ$)

Bild 3. Rohrbrüche an Abzweigungen ohne Verstärkung, ausgelöst durch ruhenden Innendruck

Tafel 2. Ergebnisse von Bruchversuchen mit Rohrverzweigungen ohne Verstärkung, Belastung durch ruhenden Innendruck

Hauptabmessungen mm					Innendruck beim Bruch kg/cm ²	Bruchstelle	$\frac{p_a}{p_b}$ *)	Versuche von	
Durchlaufrohr		Abzweigrohr		Abzweig- winkel					
Außen- durchmesser	Wanddicke	Außen- durchmesser	Wanddicke						
114,30	6,02	33,40	3,38	90°	446,45	Durchlaufrohr	1,00	Tube Turns	
114,30	6,02	60,32	3,91		434,14	Zwickel	0,97		
114,30	6,02	88,90	5,49		428,87	Scheitel	0,96		
114,30	6,02	114,30	6,02		372,63	Zwickel	0,83		
114,30	6,02	114,30	6,02		376,14 bis 435,90	7 im Zwickel 1 im Scheitel	0,73 bis 0,85		
8 Versuchsstücke									
Verschiedene Abmessungen von T-Stücken					—	—	0,60 bis 0,80	Blair [2]	
317,49	7,14	266,70	6,35		154,67	Scheitel	0,79		
165,10	4,47	114,30	3,66		205,30	Scheitel	0,86		
317,49	17,45	168,27	10,97		411,29	Zwickel	0,91	Seabloom [3]	
609,59	7,92	114,30	6,02	↓	138,50	Zwickel	0,90	Abraham und McClure [4]	
609,59	7,92	323,84	6,35		111,08	Zwickel	0,72		
609,59	7,92	609,59	7,92		113,90	—	0,74		
48,26	3,23	48,26	3,23	45°	565,97	Zwickel	0,86	Tube Turns	
168,27	4,85	168,27	4,85	↓	193,34	Zwickel	0,68		
168,27	6,02	168,27	6,02		180,69	Scheitel	0,50**)		
168,27	12,70	168,27	12,70	↓	365,59	Zwickel	0,54		
verschiedene Abmessungen					60°	—	—	0,50 bis 0,70	Blair [2]
					45°	—	—	0,40 bis 0,60	
317,49	7,14	266,70	6,35	60°	130,07	Scheitel	0,66		
317,49	7,14	266,70	6,35	45°	86,48	Scheitel	0,44		
165,10	4,47	114,30	3,66	60°	157,49	Scheitel	0,66		
165,10	4,47	114,30	3,66	45°	140,61	Scheitel	0,59		

*) Siehe Gleichung (1) **) Mittelwert aus 3 Versuchen

Tafel 3. Ergebnisse von Bruchversuchen mit verstärkten Rohrverzweigungen, Belastung durch ruhenden Innendruck

Hauptabmessungen mm*)				Art der Verstärkung (vergl. Bild 1)	Verstärkung nach ASA-Code **)	Innendruck beim Bruch	Bruchstelle ***)	$\frac{p_a}{p_b}$	Versuche von
Durchlaufrohr		Abzweigrohr							
Außen- durchmesser	Wanddicke	Außen- durchmesser	Wanddicke						
114,30	6,02	114,30	6,02	Dopplung	80	502,69	Durchlaufrohr	0,98	Tube Turns
114,30	3,40	114,30	3,40	Dopplung	85	263,65	Abzweigrohr	0,91	
114,30	6,02	114,30	6,02	Kragen	160	446,45	Durchlaufrohr	0,88	
323,84	4,78	168,27	7,11	geschweißter Mantel mit angebördeltem Kragen	155	165,22	Durchlaufrohr	1,22	
558,79	7,92	273,05	12,70	Kragen	160	147,64	Durchlaufrohr	0,99	
165,10	6,35	165,10	6,35	Dopplung	85	337,47	Durchlaufrohr	0,92	Blair [2]
219,07	12,70	219,07	12,70	Dopplung	110	615,18	Durchlaufrohr	0,99	Seabloom [3]
761,99	8,74	406,39	9,53	Kragen	100	139,91	Durchlaufrohr	1,08	Barkow und Huseby
761,99	8,74	406,39	9,53	Dopplung	105	131,12	Durchlaufrohr	1,01	
761,99	12,70	406,39	9,53	Kragen	85	162,41	Durchlaufrohr	0,93	
761,99	12,70	406,39	9,53	Dopplung	105	175,06	Durchlaufrohr	1,00	
761,99	8,74	406,39	9,53	Kragen	70	115,30	Durchlaufrohr	1,00	
761,99	8,74	406,39	9,53	Mantel	120	144,83	Zwickel	1,12	

*) Alle Versuchsstücke waren 90°-Abzweigungen **) ASA B 31. 1-1955 Par. 639 ***) Die Brüche der dopplungs- oder kragenverstärkten Versuchsstücke traten beim Scheitern an der Kehlnahtspitze der Verstärkung im Durchlaufrohr auf (vgl. Bild 1)

Dabei bedeutet

- p_a Bruchlast des Abzweigrohres, kg/cm²
 p_b Bruchlast eines glatten Rohres, das die gleichen Abmessungen hat wie das Abzweigrohr, kg/cm²
 d_a Innendurchmesser des Abzweigrohres, cm
 d_d Innendurchmesser des Durchlaufrohres, cm
 k Schweißkoeffizient, $k = 0,8$ für Montagenähte, $k = 1,0$ für Werkstattnähte,
 α spitzer Winkel der Abzweigung.

2.2 Abzweigungen mit Verstärkung

Die amerikanischen Vorschriften verlangen, daß die Verzweigungen den gleichen ruhenden Innendruck aushalten müssen wie die glatten Rohre. Dieser Bedingung haben alle geprüften Rohrverzweigungen annähernd genügt.

Die Ergebnisse der Versuche mit einfach verstärkten Abzweigungen, wie Dopplung, Kragen und Mantel, sind in Tafel 3 zusammenge- stellt.

In Bild 4 sind typische Brüche von verstärkten Abzweigstücken gezeigt; die Verstärkungen selbst sind nie gerissen, sondern immer

nur die anschließenden Rohre. Im allgemeinen scheint es, daß der erste Anriß auftritt, wenn die Bruchlast der glatten Rohre erreicht wird unabhängig von der Art der Verstärkung. Nur bei Abzweigstück 4a geht der Anriß offensichtlich von der Kerbe am Rand des Kragens aus.

Fittings, Bild 1i, bestehen aus einem gegenüber der normalen Rohrleitung verstärkten Durchlaufrohr mit einem oder mehreren angebördelten Übergängen zu den Abzweigrohren. Die Schweißnähte liegen außerhalb der hochbeanspruchten Zone und gefährden somit die Sicherheit der Konstruktion nur wenig. Beim Versuchsstück Bild 4d ist das Abzweigrohr bei der 1,41fachen Bruchlast des glatten Rohres gerissen. Diese Erhöhung der Tragfähigkeit wird wahrscheinlich darauf zurückzuführen, daß der verhältnismäßig kurze Abzweigstutzen durch das überdimensionierte Durchlaufrohr und den Blinddeckel verstärkt war.

Schmiedestücke, Bild 1k, sind im allgemeinen stärker als glatte Rohre. Sollen sie trotzdem zu Bruch gehen, muß man die anschließenden Rohrschenkel verstärken. Beim Versuchsstück Bild 4e waren die Rohrschenkel bandagiert; das Schmiedestück ist bei der 1,34fachen Wert der Bruchlast des unverstärkten Vergleichsrohres gerissen.

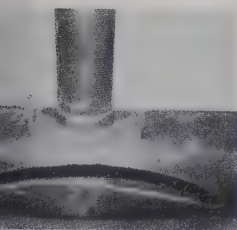


Bild 4 a.
Verstärkung durch Kragen

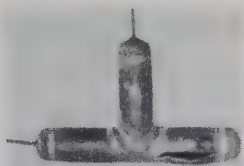


Bild 4 b.
Verstärkung durch Dopplung



Bild 4 c. Verstärkung durch
seitlich geschweißten Mantel
mit angebördeltem Kragen



Bild 4 d.
Fitting



Bild 4 e.
Schmiedestück



Bild 4 f. Schmiedestück mit
bandagierten Rohrschenkeln

Bild 4. Rohrbrüche an verstärkten Abzweigungen, ausgelöst durch ruhenden Innendruck

nach den Ergebnissen der Versuche mit ruhendem Innendruck
nte man fast meinen, daß Fittings und Schmiedestücke, die
entlich teurer als einfache Verstärkungen sind, einen überflüssi-
Aufwand bedeuten. Der Schluß wäre aber verfrüht.

Versuche mit regelmäßig wechselndem Innendruck

ie Versuche wurden mit verschiedenen Verhältnissen von Grund-
Schwingsbelastung durchgeführt. Im allgemeinen lag die
re Grenze bei 90 % und die untere Grenze bei 50 % des Innen-
kes, bei dem das Durchlaufrohr rechnerisch bis zur Streck-
ze beansprucht wird.

as Versuchsstück war über eine Rohrleitung, mit eingebautem
iwegehahn, an den Druckstutzen einer ständig arbeitenden
pe angeschlossen. Zunächst stieg der Druck bis zu einem vorher
gelegten Maximum. Dann öffnete eine Kontrollvorrichtung das
gehungsventil, so daß das Wasser in einen Tank ausfließen
nte, der mit dem Saugende der Pumpe in Verbindung stand.
ald das vorher festgelegte Minimum erreicht war, wurde der
iwegehahn durch die Kontrollvorrichtung geschlossen, der
ck im Versuchsstück stieg wieder an und der Zyklus begann von
em. Die Lastwechsel wurden gezählt.

eim Bruch fiel der Druck unter das vorher festgelegte Minimum;
urch wurde über die Kontrollvorrichtung der ganze Apparat
eschaltet. Die Zahl der durchlaufenen Lastwechsel blieb im
lwerk stehen und konnte später abgelesen werden. Infolge
verschiedenen Druckverhältnisse und der Vielzahl der unter-
ten Konstruktionen ergab sich eine zunächst unübersehbare
e von Versuchsergebnissen. Um einen Überblick zu gewinnen,
rechnete man aus den verschiedenen Grund- und Schwingungs-
nungen jeweils die Vergleichsspannung [6]:

$$\sigma_v = \sigma_s + \frac{1}{3} \cdot \sigma_g, \dots \dots \dots (2)$$

ei σ_g die statische Grundspannung und

σ_s die überlagerte Schwingungsspannung ist.

ispiel: Für $\sigma_{\max} = 4084 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_{\min} = 2475 \text{ kg/cm}^2$
(vgl. Beispiel c_4 in Bild 5) ist die Vergleichsspannung

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \left(\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} \right) + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \right) \\ &= \left(\frac{4084 - 2475}{2} \right) + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{4084 + 2475}{2} \right) \\ &\approx 1898 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

llgemein besteht zwischen der Vergleichsspannung σ_v und der
wechselzahl n näherungsweise die Beziehung

$$\sigma_v = \frac{C}{\sqrt[n]{n}}, \dots \dots \dots (3)$$

ei C eine von der Konstruktion abhängige Konstante ist.
ei den kragenverstärkten Abzweigungen kann man diese Kon-
te mit guter Näherung $C = 15200 \text{ kg/cm}^2$ setzen; demnach ist

z. B. bei $n = 10^5$ Lastwechseln die Ver-
gleichsspannung

$$\sigma_v = \frac{15200}{\sqrt[5]{10^5}} = 1520 \text{ kg/cm}^2.$$

Bild 5 zeigt die nach Gleichung (2) aus-
gewerteten Ergebnisse von sieben Versuchen
und die zugehörige theoretische Spannungs-
linie nach Gleichung (3). Die Übereinstim-
mung von Rechnung und Messung ist in
allen Fällen verhältnismäßig gut, trotzdem
die geometrische Gestalt der Versuchsstücke
 c_5 und c_6 stark von der der übrigen abweicht.

Die Anrisse sind bei allen Versuchsstücken
von der Schweißnaht zwischen dem Durch-
laufrohr und dem Kragen ausgegangen
(Bild 6). In Bild 7 sind die Ergebnisse aller
Versuche verstärkter und nicht verstärkter
Abzweigstücke eingetragen und über den
Vergleich mit der kragenverstärkten Ab-
zweigung (Bild 5), der willkürlich der Wert
1 zugeordnet ist, zueinander in Beziehung
gesetzt.

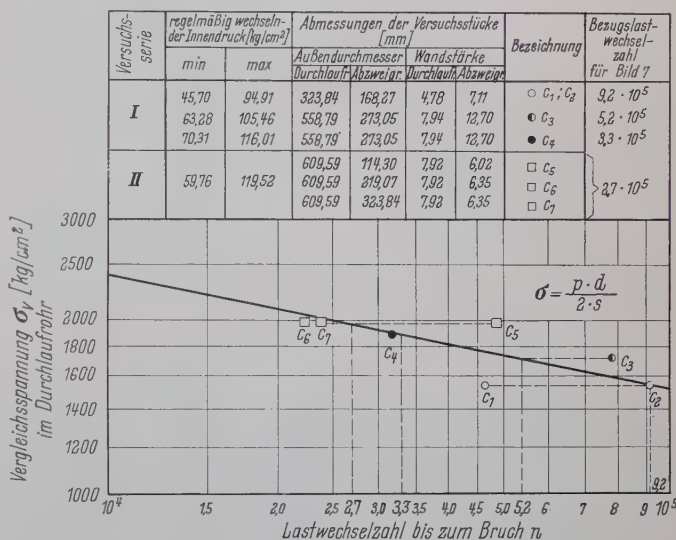


Bild 5. Dauerfestigkeit von kragenverstärkten Abzweigstücken
bei regelmäßig wechselndem Innendruck

Die Abzweigung ohne Verstärkung (Bild 1 a) hat, wie zu er-
warten war, die kleinste Lebensdauer. Die Anrisse sind, wie beim
Versuch mit ruhendem Innendruck (Bild 3) im Zwickel quer zur
Schweißnaht oder im Scheitel längs der Schweißnaht aufgetreten.

Die Dopplung (Bild 1 b) ergab die gleiche Festigkeit und die
gleiche Bruchform (Bild 8) wie die Kragenverstärkung (Bild 6).

Der Anriß wird offensichtlich auch hier durch die Schweißkerbe
an der Naht ausgelöst.



Bild 6 a. Bruchstelle im Scheitel

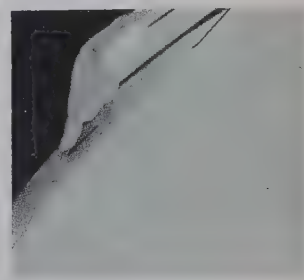


Bild 6 b. Anriß im Durchlaufrohr

Bild 6. Rohrbrüche an kragenverstärkten Abzweigungen,
ausgelöst durch regelmäßig wechselndem Innendruck

- m. glattes Rohr
k. Schmiedestück
f_{II}. geschweißter Mantel mit angebördeltem Kragen
e. Mantel und Kragen
i. Fitting
g. geflanschter Mantel mit angeschweißtem Kragen
f_I. geschweißter Mantel mit angebördeltem Kragen
d. Mantel
c. Kragen
b. Dopplung
h. aufgesetztes Formstück
a. Abzweigung ohne Verstärkung

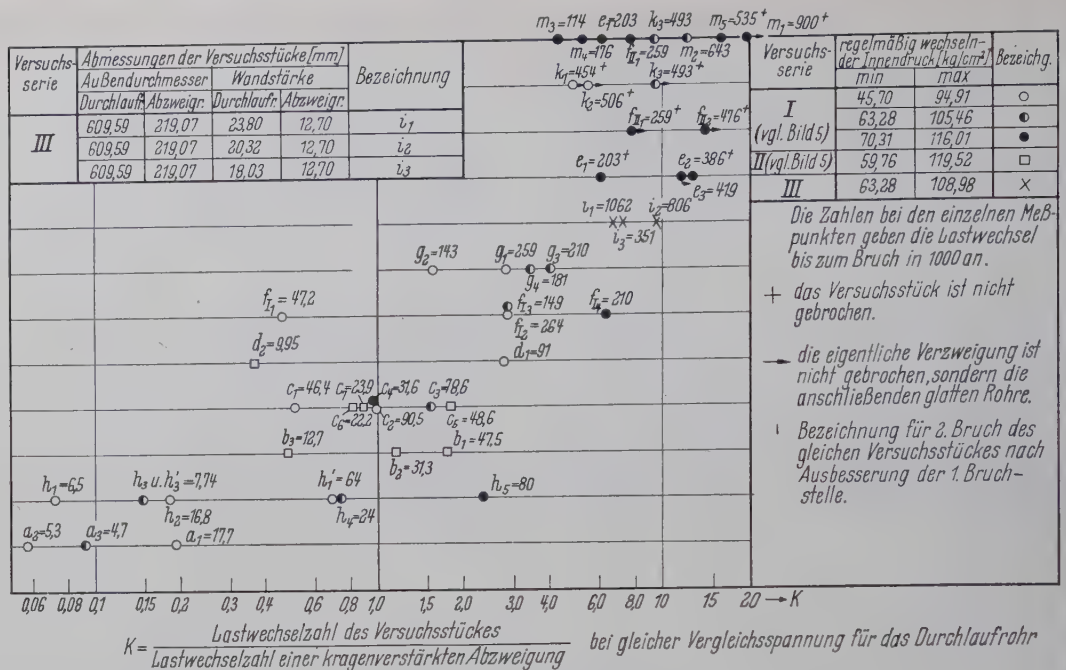


Bild 7. Vergleich der Dauerfestigkeit bei wechselndem Innendruck für verschieden verstärkte Abzweigungen

Der einfache Mantel (Bild 1d) ist im Durchschnitt genauso gut wie die Kragenverstärkung; aber die Versuchsergebnisse streuen verhältnismäßig stark. Der Anriß (Bild 9) erfolgte im Zwickel und pflanzte sich dann im Abzweigrohr weiter fort.

Mantel und Kragen zusammen (Bild 1e) ergaben eine Abzweigungskonstruktion, die die gleiche Festigkeit hatte, wie das glatte Rohr. Von den drei Versuchsstücken rissen zwei außerhalb der Verstärkung und das dritte unter dem Mantel längs der Schweißnaht des Durchlaufrohres.

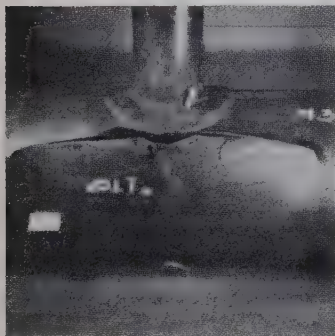


Bild 8. Rohrbruch einer dopplungsverstärkten Abzweigung, ausgelöst durch regelmäßig wechselnden Innendruck



Bild 9. Rohrbruch einer mantelverstärkten Abzweigung, ausgelöst durch regelmäßig wechselnden Innendruck

Beim Mantel mit angebördeltem Kragen (Bild 1f) erwies sich die Dauerfestigkeit sehr abhängig von der Lage und Ausführung der Mantelschweißnähte. Die Variante II, bei der diese Schweißnähte seitlich angeordnet und laschenüberlappt geschweißt waren, erreichte die gleichen Lastwechselzahlen wie das glatte Rohr. Bei der Variante I war der Mantel neben der Abzweigung stumpf und auf der Rückseite des Durchlaufrohres laschenüberlappt geschweißt. Beim ersten Versuchsstück riß das Durchlaufrohr unter dem Mantel schon nach 47 200 Lastwechseln. Provisorisch ausgebessert, indem der Mantel an den Enden mit dem Durchlaufrohr verschweißt wurde, ertrug das gleiche Versuchsstück noch weitere 5500 Lastwechsel, bis es schließlich durch Aufreißen der Mantelschweißnaht neben der Abzweigung endgültig zu Bruch ging. Bei den nächsten drei Versuchsstücken wurde diese Naht durch dünne, gebogene Blechstreifen unterlegt und sehr sorgsam geschweißt. Wahrscheinlich war es eine Folge dieser Maßnahme, daß das zweite Versuchsstück ohne Anriß 264 000 Lastwechsel ertrug. Die beiden letzten Versuchsstücke fielen wieder etwas ab;

sie sind beide unter dem Mantel in der Gehrungsnaht zwischen Durchlaufrohr und Abzweigstutzen gerissen.

Der geflanschte Mantel mit angeschweißtem Kragen (Bild 1g) sollte gegenüber der Konstruktion nach Bild 1f den Vorteil haben, durch die Schrauben einen besseren Kontakt zwischen Verstärkung und Durchlaufrohr zu gewährleisten und letzteres nicht durch zusätzliche Schweißnähte zu schwächen. Der Versuch ergab keine wesentliche Verbesserung, wahrscheinlich deshalb, weil die Schrauben zu weit vom Rohr entfernt angeordnet und die Flansche schwach bemessen waren. Der Anriß erfolgte auch hier in der Schweißnaht auf der Durchdringungslinie.

Das aufgesetzte Formstück (Bild 1h) zeigte überraschenderweise schlechte Festigkeitseigenschaften. Mit Ausnahme des ersten Versuchsstückes, bei dem die Stumpflängsnaht im Formstück schon nach 6500 Lastwechseln versagt hat, gingen die Anrisse bei allen Versuchsstücken der ersten Serie von den Kehlnähten zwischen dem Formstück und dem Durchlaufrohr aus und pflanzten sich dann längs dieser Nähte in Umfangsrichtung weiter fort. Da hier nicht die Konstruktion, sondern die Schweißnaht versagt hatte, führte man noch eine zweite Versuchsserie durch, bei der die Kehlnähte an den Enden des Mantels verstärkt waren; es wurden über 150 % mehr Schweißgut eingebracht. Hierdurch erreichte man eine Erhöhung der Lastwechselzahl bis zum 3,25fachen Wert. Die Konstruktion ist aber trotzdem nur wenig besser als die einfache Kragenverstärkung.

Die Fittings (Bild 1i) hatten die gleiche Dauerfestigkeit wie glatte Rohre. Die Anrisse erfolgten im Zwickel.

Die Schmiedestücke (Bild 1k) waren den glatten Rohren ebenfalls gleichwertig. Dies war auf Grund der großen Krümmungsradien, der Materialanhäufung an den Stellen hoher Beanspruchung und der allmählichen Wanddickenübergänge zu erwarten. An Anrisse erfolgten im glatten Rohr außerhalb der Verstärkung.

Zwischen den Spannungsmessungen bei ruhendem Innendruck und den Ergebnissen der Dauerfestigkeitsversuche besteht eine Übereinstimmung. Die Anrisse sind vielfach an Stellen aufgetreten, an denen die größten statischen Spannungen gemessen worden sind; die ohne Bruch ertragene Lastwechselzahl war um so größer, je kleiner die statischen Spannungen gewesen sind. Allerdings kann man hier keine starren Gesetze aufstellen, weil die Dauerfestigkeit weitgehend von zufälligen Material- und Schweißfehlern abhängt.

Beim Versuch mit ruhendem Innendruck hatten alle untersuchten Konstruktionen der Bedingung genügt, daß sie die gleiche Festigkeit wie das glatte Rohr haben sollten; beim Dauerversuch haben einige versagt.

Versuche mit ruhenden äußeren Lasten

Die Widerstandsfähigkeit der Rohrverzweigungen gegen Biegebeanspruchung ist wesentlich größer als man es nach überschlägigen theoretischen Vorberechnungen erwartet hätte.

Bild 2 zeigt die Ergebnisse von Spannungsmessungen an einem Versuchsstück ohne Verstärkung. Wie schon bei der Besprechung der Versuche mit ruhendem Innendruck erwähnt, sind die Spannungsspitzen im Scheitel bei dem Versuchsstück mit $d_A = 609,59$, $s_D = 7,92$ wahrscheinlich auf einen Meßfehler zurückzuführen.

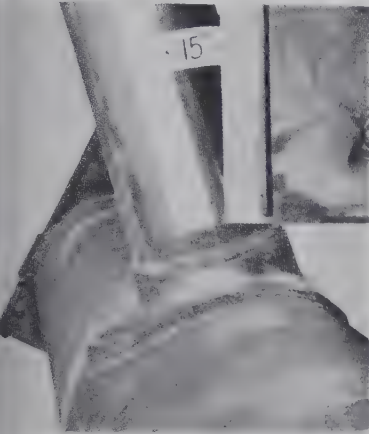


Bild 10.
Verformung einer
kragenverstärkten Abzweigung,
ausgelöst durch ein
ruhendes äußeres Biegemoment

Bild 10 zeigt die Verformungen einer kragenverstärkten Abzweigung mit $d_D = 558,79$, $s_D = 7,92$ und $d_A = 273,05$, $s_A = 12,70$, durch $84,4$ atü ruhenden Innendruck und ein Biegemoment. Gestartet war, das langsam anwuchs, bis der Bruch eintrat.

Der Innendruck entsprach einer Tangentialspannung im Durchlaßrohr von etwa 70 % der Streckgrenze; das Biegemoment ergab eine rechnerische Spannung im Abzweigrohr von 5140 kg/cm^2 .

Versuche mit regelmäßig wechselnden äußeren Lasten

Bild 11 zeigt die Versuchsvorrichtung. Ein Ende der Konstruktion fest eingespannt, das andere wird über einen Exzenter regelmäßig mit einer bestimmten Amplitude ausgelenkt. Von jeder Abzweigkonstruktion sind mehrere Versuchsstücke hergestellt und mit verschiedenen Amplituden geprüft worden, um ausreichende Unterlagen für das Aufstellen von σ - n -Kurven zu erhalten.

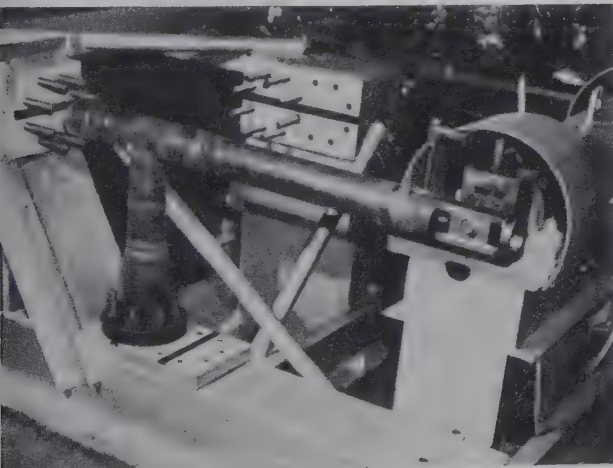


Bild 11. Versuchsvorrichtung für die Bestimmung der Dauerbiegefestigkeit von Rohrverzweigungen

Die Rohre wurden mit Wasser drucklos gefüllt und die Versuche so lange, bis ausströmendes Wasser einen durchgehenden Riß in der Konstruktion anzeigte.

Bild 12 zeigt einige typische Rohrbrüche. Bei den dopplungsverstärkten Abzweigungen sind die ersten Anrisse in der Gehrungsbereich aufgetreten. Bei den kragenverstärkten Abzweigungen ist die Bruchlinie verstärkt; deswegen haben sich die Anrisse an den oberen oder unteren Rand des Kragens verschoben. Die Schmiedestücke sind in der Durchdringungszone von Abzweig- und Durchlaßrohr gebrochen.

Die Spannungen für das Aufstellen der σ - n -Kurven wurden nach der Formel $\sigma = \frac{M}{W}$ für das abzweigende Rohr berechnet.

Die Dauerbiegefestigkeit der geprüften Rohrverzweigungen kann näherungsweise dargestellt werden durch die Formel

$$\sigma = \frac{1}{i} \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} \quad (4)$$

wobei

- σ die rechnerische Biegespannung im geraden Rohr, kg/cm^2 ,
- n die Lastwechselzahl bis zum Bruch,
- i der Spannungserhöhungsfaktor (für glatte stumpfgeschweißte Rohre gilt $i = 1$),
- $C = 17\,200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ ist.

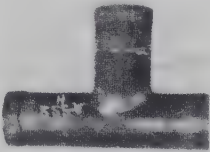


Bild 12 a.
Abzweigstücke ohne Verstärkung.
Biegung in der Abzweigebene



Bild 12 b.
Abzweigstücke ohne Verstärkung.
Biegung quer zur Abzweigebene



Bild 12 c.
Verstärkung durch Dopplung.
Biegung in der Abzweigebene



Bild 12 d.
Verstärkung durch Dopplung.
Biegung quer zur Abzweigebene

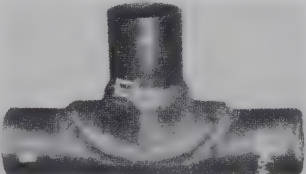


Bild 12 e. Verstärkung durch Kragen.
Biegung in der Abzweigebene

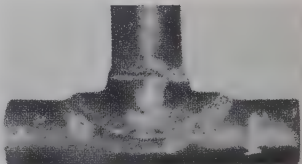


Bild 12 f. Verstärkung durch Kragen.
Biegung quer zur Abzweigebene

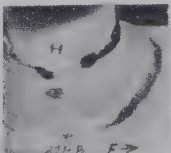


Bild 12 g. Verstärkung durch Kragen.
Biegung in der Abzweigebene

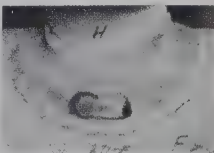


Bild 12 h. Verstärkung durch Kragen.
Biegung quer zur Abzweigebene



Bild 12 i. Schmiedestücke.
Biegung in der Abzweigebene

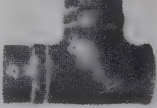


Bild 12 k. Schmiedestücke.
Biegung quer zur Abzweigebene

Bild 12. Rohrbrüche an Abzweigungen, ausgelöst durch wechselnde äußere Biegemomente

Bild 13 zeigt die Ergebnisse einiger Versuchsreihen und die zugehörigen Spannungskurven nach Gleichung (4).

In die Diagramme sind auch Versuchsergebnisse von Blair eingetragen. Dessen Versuche wurden mit ruhendem Innendruck und

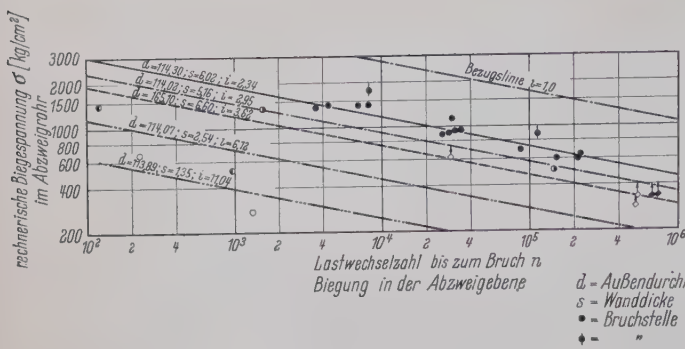
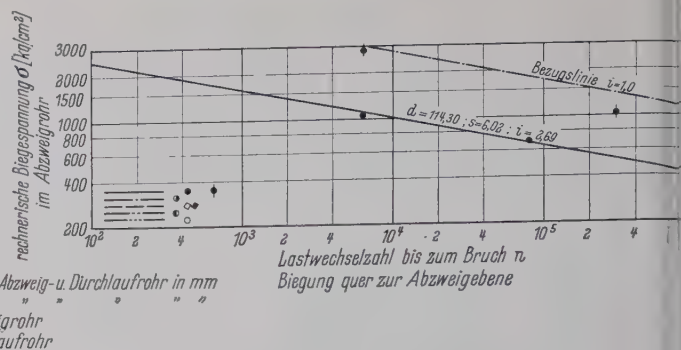
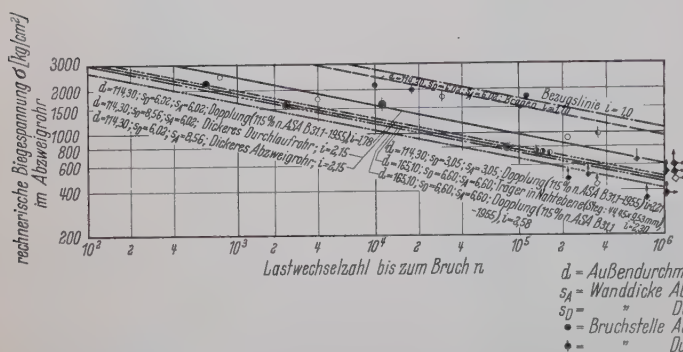
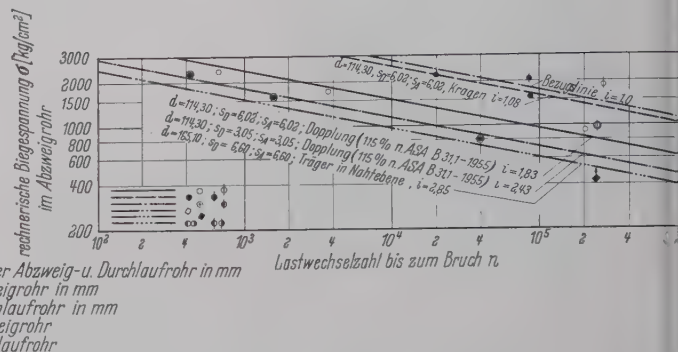
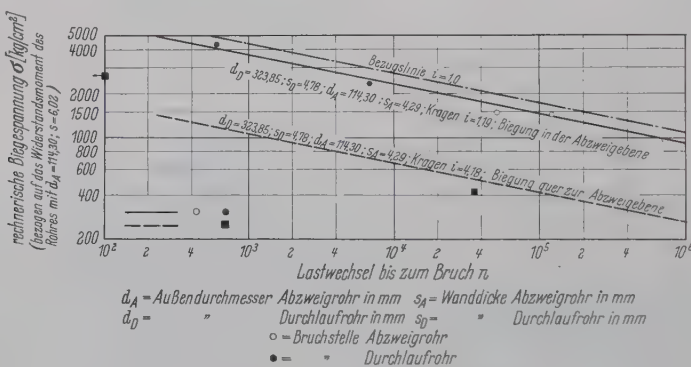
Bild 13 a₁. Abzweigstücke ohne Verstärkung;
Biegung in der AbzweigebeneBild 13 a₂. Abzweigstücke ohne Verstärkung;
Biegung quer zur AbzweigebeneBild 13 b₁. Abzweigstücke mit Verstärkungen;
Biegung in der AbzweigebeneBild 13 b₂. Abzweigstücke mit Verstärkungen;
Biegung quer zur Abzweigebene

Bild 13 c. Abzweigstück mit Verstärkungskragen bei Biegung in und quer zur Abzweigebene

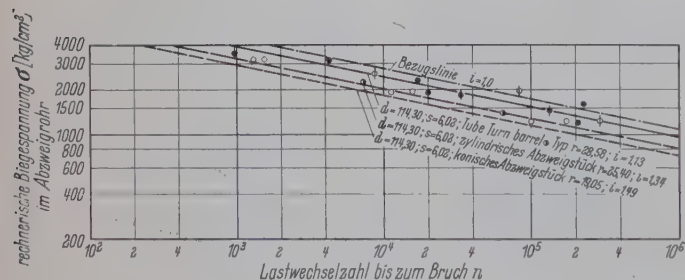
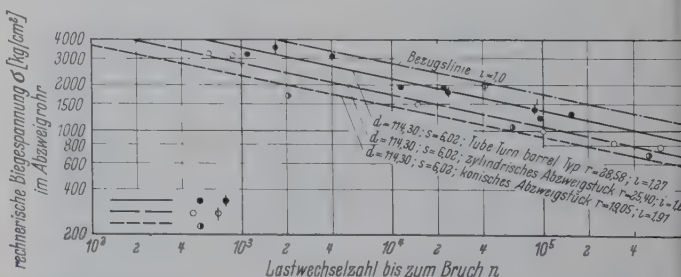

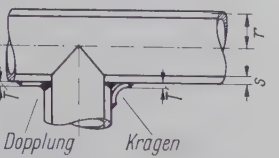
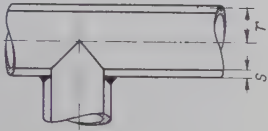
Bild 13 d₁. Schmiedestücke;
Biegung in der AbzweigebeneBild 13 d₂. Schmiedestücke;
Biegung quer zur Abzweigebene

Bild 13. Dauerbiegefestigkeit von Rohrverzweigungen bei wechselnden äußeren Biegemomenten. — Die Bezugslinie $i = 1,0$ ist aus den Versuchswerten von 50 geraden, stumpfgeschweißten Rohren mit Außendurchmesser $d = 114,30$ mm und Wanddicke $s = 6,02$ mm ermittelt

überlagerter Biegewechselbeanspruchung durchgeführt. Beide Spannungen sind nach Gleichung (2) zu einer Vergleichsspannung zusammengefaßt. Die Punkte, die diese ideellen Spannungen nach Blair darstellen, sind durch einen nach oben gerichteten Pfeil gekennzeichnet.

Für Rohrkrümmer kann die Dauerbiegefestigkeit berechnet werden. Über den Vergleich mit dieser Rechnung kommt man zu Näherungsformeln für die Ermittlung der Spannungserhöhungsfaktor von einfachen Rohrverzweigungskonstruktionen. Diese Formeln sind in Bild 14 zusammengestellt.

Beschreibung	Skizze	h	Spannungs- erhöhungsfaktor
eingeschweißtes Formstück nach ASA B16.9 (1)		$4,4 \cdot \frac{s}{T}$	$\frac{0,9}{h^{2/3}}$ darf nicht kleiner als 1,0 sein
als Dopplung der Kragen zusammengesetztes Abzweig- stück (1)(2)		$(2 + \frac{T}{2s})^2 \frac{s}{T}$	
zusammen- gesetztes Abzweig- stück ohne Verstärkung		$\frac{s}{T}$	

gilt auch für Abzweigstücke ohne nähere Angaben
wenn T größer als $1,5 \cdot s$, setze $h = 4,05 \cdot \frac{s}{T}$

Bild 14. Formeln für die Berechnung des Spannungserhöhungsfaktors
von Rohrverzweigungen

Betriebsunfälle

Der wesentliche Grundsatz der amerikanischen Vorschriften für Rohrverzweigungen lautet: Die Verzweigungen müssen den gleichen Innendruck aushalten, wie das glatte Rohr. Wenn Abzweigungen, die nach diesen Vorschriften bemessen sind, trotzdem versagen, so sind die Brüche wahrscheinlich durch wechselnden Innendruck, durch ruhende oder wechselnde äußere Belastung, durch Rost, durch Alterung und Sprödbrucherscheinungen, durch Korrosion oder durch Gefügeänderungen bei hohen Temperaturen verursacht.

Bild 15 a zeigt den Bruch einer kragenverstärkten, Bild 15 b den einer dopplungsverstärkten Rohrleitung. In beiden Fällen geht der Bruch von der Schweißnaht aus.

Vorschläge für die Konstruktion

Es gibt viele Möglichkeiten, Rohrabzweigungen zu verstärken. Die vorstehend beschriebenen Versuche erfassen nur einen kleinen Ausschnitt aus diesem großen Gebiet. Die daraus abgeleiteten Formeln und Verallgemeinerungen dürfen nur vorsichtig angewendet werden, nicht auf Konstruktionen übertragen werden, deren Gestalt sich von den untersuchten Formen abweicht.

Wenn man für einen bestimmten Verwendungszweck die Konstruktion festlegt, muß sorgfältig überlegt werden, welche Beanspruchungen außer dem ruhenden Innendruck auftreten können und welche Folgen ein eventueller Rohrbruch haben würde.

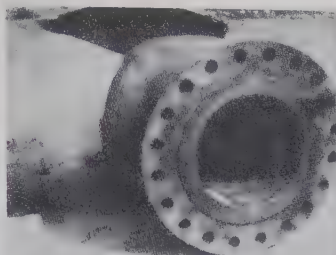


Bild 15 a. Kragen



Bild 15 b. Dopplung

Bild 15. Betriebsunfälle, Brüche an Abzweigstücken

Die Betriebsbedingungen und die diesen am besten entsprechenden Verstärkungsstrukturen können in drei Gruppen eingeteilt werden:

1. Bei niedriger Beanspruchung dürfen Abzweigungen ohne Verstärkung verwendet werden.
2. Bei mittlerer Beanspruchung verwendet man zweckmäßig kragenverstärkte Konstruktionen.
3. Bei hoher Beanspruchung muß die Abzweigstelle umfassend verstärkt werden durch Mantel und Kragen, Fittings oder Schmiedestücke.

Dopplungen, Mäntel ohne, mit angehängtem oder angeschweißtem Kragen und aufgesetzte Formstücke haben sich bei den Versuchen nicht besonders bewährt und werden deswegen nicht empfohlen.

Für Abzweigstücke mit Nahtträgern liegen nicht so viel Versuchsunterlagen vor, daß man daraus ein Urteil ableiten kann. Diese Konstruktion wird bei den kleinen Rohrdurchmessern, auf die sich die vorstehende Arbeit beschränkt, nur selten verwendet. Im Großrohrleitungsbau ist es zur Zeit die gebräuchlichste Verstärkung. Es ist beabsichtigt, in nächster Zeit über eigene Überlegungen und Versuche auf diesem Gebiet zu berichten.

Schrifttum

- [1] 1. ASA Code for Pressure Piping, Section 6, „Fabrication Details“. — 2. ASA Code for Pressure Piping, Section 8, Paragraph 831.4, „Reinforcement of Welded Branch Connections“. — 3. ASME Unfired Pressure Vessel Code, Paragraph UG-36 to UG-46, „Openings and Reinforcements“. — 4. ASME Power Boiler Code, Paragraph P-268, „Openings and Reinforcements“.
 - [2] Blair, J. S.: Reinforcement of Branch Pieces. Engineering (London), July 5, Sept. 6, Nov. 29, Dec. 6, 13, 20, 27, 1946.
 - [3] Seabloom, E. R.: Bursting Pressure Tests of Welded Pipe Headers The Valve World, July-August, 1941.
 - [4] Abraham, E. D. und McClure, G. M.: How Stresses are Affected by Branch Connections. Pipe Line Industry, September, 1954.
 - [5] Barkow, A. G. und Huseby, R. A.: Welded Tee Connections. Welding Research Council Bulletin Series, Number 22, May, 1955.
 - [6] Moore, H. F.: Textbook of the Materials of Engineering. McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, 1941, p. 57.
- Weitere Literaturangaben befinden sich in der Originalarbeit.

Verschiedenes

Brückeneinsturz während der Montage¹⁾

Am 17. Juni 1958 ereignete sich in Vancouver, einer Stadt an der nördlichen Westküste von Kanada, ein schweres Unglück, als während der Montage des Trägers der Seitenöffnung dieser und der bereits montierten Träger der anschließenden Nebenöffnung der Second Narrows Bridge über den Burrard Busen einstürzten. 18 Menschen kamen dabei ums Leben.

Die Second Narrows Bridge soll als sechsspurige Straßenbrücke mit Anschluß an das kanadische Autobahnnetz hergestellt. Sie wird insgesamt 4250 ft (1290 m) lang; die Hauptöffnung von 1100 ft (335 m) Länge und die zwei Seitenöffnungen mit je 467 ft (142 m) Länge werden von einem Fachwerk-Gerberträger überspannt. Die Pfeiler bilden vier Fachwerkträger mit je 285 ft (87 m) Spannweite und neun vorgespannte Betonträger mit je 120 ft (37 m)

Spannweite. Die Brückenbauarbeiten waren im Februar 1956 begonnen worden und sollten im letzten Herbst abgeschlossen werden. Von den bereits errichteten Überbauten der nördlichen Nebenöffnungen aus wurde soeben im freien Vorbau über zwei Hilfsstützen die anschließende Seitenöffnung montiert (Bild 1). Zur Zeit des Unglücks war der Montagevorgang bis zu $\frac{2}{3}$ der Spannweite vorgeschritten. Die erste Hilfsstütze hatte ihre rechnerische Maximallast erreicht. Die Arbeiter schwenkten gerade den Untergurtstab ein, der bereits an die zweite Montagstütze heranreichte, als plötzlich die erste Hilfsstütze versagte und die Fachwerkkonstruktion einstürzte. Der Schlag war so groß, daß der Betonpfeiler um einige Fuß seitlich verschoben und so dem angrenzenden Träger die Lagerung entzogen wurde, der daher ebenfalls abstürzte (Bild 2).

Die Montagstütze, auf der der eingestürzte Teil der Seitenöffnung ruhte, war ein zweistieliges Gerüst mit einer getrennten Gründung unter jedem Stiel. Die Stiele hatten einen rechteckigen Hohlkastenquerschnitt von $3 \times 2 \frac{1}{2}$ ft (91 \times 76 cm) und standen

¹⁾Nach Eng. News Rec. Vol. 160, Nr. 26, June 26, 1958 S. 21 und Vol. 161 Nr. 15, 1958 S. 24.

auf einem Rost aus Stahlträgern über 24 betongefüllten Rohrpfählen. Der Rost selbst bestand aus vier Walzprofilen über jeder Gründung in Brückenlängsrichtung und einer oberen Reihe von vier quergelegten Trägern, die die zwei Gründungen verbanden. Unterlagshölzer zum Ausgleich von Ungleichmäßigkeiten in der Trägerhöhe wurden zwischen den zwei Trägerreihen und zwischen dem Stiel und der oberen Querträgerreihe angebracht. Außerdem waren Querversteifungen aus Holz zwischen den Flanschen der Trä-

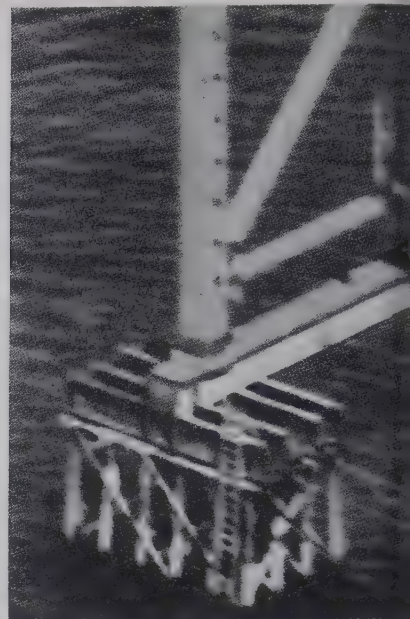
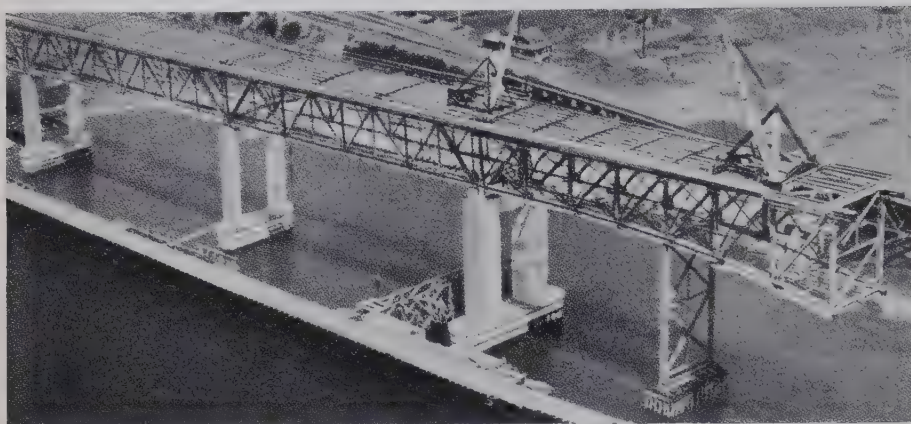


Bild 1. Montagezustand kurz vor dem Einsturz; rechts: Lagerung der Montagestütze

ger des Rostes angeordnet. Der wahrscheinliche Grund für das Versagen der Montagestütze war das Beulen der Stege der quergelegten Träger des Rostes. Es lag auf der Hand, daß die Holzversteifungen nicht in der Lage waren, das Beulen zu verhindern. Die Instabilität der Stege rührte davon her, daß keine Steifen oder wirksamen

net war. Die ganze Querschnittsfläche des Trägers war in der Schuberechnung angesetzt worden, wo hingegen nur der Steg als wirksam hätte zugrunde gelegt werden dürfen.

Wie von seiten der Dominion Bridge Co., der ausführenden Firma, bekannt wurde, war ein Fehler schon vor dem Unglücksfall

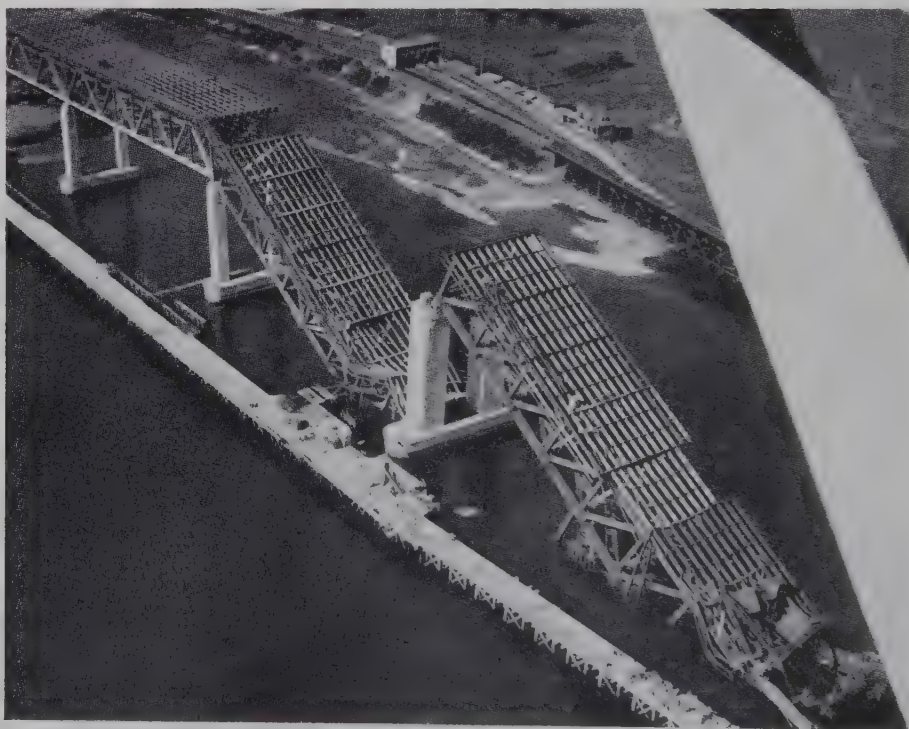


Bild 2. Luftaufnahme der eingestürzten Träger

Querschotte zwischen den Flanschen der Träger vorgesehen waren, und dies wiederum war ein Fehler in der Berechnung. Die Beulberechnung war statt mit der Stegdicke von 0,653 in. (1,66 cm) irrtümlicher Weise mit der Flanschdicke von 1 in. (2,54 cm) durchgeführt worden. Hinzu kam noch, so wird von Gutachtern ausgesagt, daß die Schubbeanspruchung ungefähr um 50 % zu niedrig berech-

net wurde. Der Schaden wird auf etwa 3 1/2 Millionen Dollar geschätzt. Die Fertigstellung der Brücke wird durch das Unglück um etwa 6 Monate verzögert werden.

Der Schaden wird auf etwa 3 1/2 Millionen Dollar geschätzt. Die Fertigstellung der Brücke wird durch das Unglück um etwa 6 Monate verzögert werden.

G. Lachen

Zur Verbesserung des Gleitwiderstandes bei Verbindungen mit hochfesten Schrauben¹⁾

Die Bestrebungen in den USA, den Gleitwiderstand bei hochfesten Schraubenverbindungen zu verbessern, kommen in der hier angezogenen Veröffentlichung zum Ausdruck. Sie schildert Versuchsmethoden und -ergebnisse, die über den Grad der Verbesse-

rung bei hochfesten Schraubenverbindungen mit Anstrich Aufschliff geben sollten. Zur Verbesserung dienten Partikel von eckigem weißem Gußeisenkies, abgerundetem weißem Gußeisenschrot und polierte Stahlkügelchen, die durch Adhäsion mit roter Bleimenn oder durch Punktschweißung mit dünnen Stahlunterlagscheiben verbunden waren. Jeder Stoß bestand aus 3 Flachstäben und einer 5/8"- (15,9 mm) oder 7/8"- (22,2 mm) Schraube, die in doppelschraubiger Verbindung wirkte.

¹⁾ Nach Sanks, R. L. und Rampton, C. C.: Grit and shot-reinforced High-tensile bolted joints. Journal of Structural Division. Proceedings November 1957 Paper 1435.

u Vergleichszwecken wurden Versuche unter sonst gleichen Bedingungen an nicht verbesserten Verbindungen mit gestrichener ungestrichener Oberfläche sowie an Nietverbindungen durchgeführt.

Obwohl die Bruchspannung wahrscheinlich unbeeinflusst erhalten bleibt, wird der Gleitwiderstand von Verbindungen mit Walzhautoberflächen durch den Anstrich beträchtlich herabgesetzt. Durch genannte Verbesserung kann dieser jedoch wiederhergestellt werden.

Der Zweck der Versuche war die Erforschung der Wirksamkeit von Kies oder Schrot und der Möglichkeit zur Erhöhung des Gleitwiderstandes durch deren Verwendung. Ferner sollten die optimale Partikelgröße und deren günstigste Verteilung für verschiedene Schraubengrößen gefunden werden.

Aus den Versuchen wurde erkannt, daß von den Proben mit $1/8$ "-Schrauben allgemeingültigere Ergebnisse zu erwarten waren als mit anderen Schraubengrößen. Daher wurden andere Proben aus dem Programm gestrichen.

Versuchseinrichtung

Als Hilfsmittel zum Anziehen der Muttern wurde ein T-förmiger Drehmomentschlüssel aus einem S. A. E. 1040 Stahlstab mit einem Quadratquerschnitt von 1" (25,4 mm) Kantenlänge benutzt, der auf eine Elastizitätsgrenze von 150 000 psi (10 500 kg/cm²) aufhärte worden war.

Für die Messung der Schraubenspannkraft wurden weder das Drehmoment noch die Anzahl der Mutterumdrehungen als zuverlässig genug erachtet. Zur Messung der Schraubendehnung wurden Meßzellen verwendet, die für jeden Versuch besonders geeicht wurden.

Zur Messung des mittleren Schlupfes in den Stößen wurden statt Dehnungsmessern wegen der leichteren Anbringung und Ablesung Dehnungsmeßstreifen verwandt.

Material

Der Baustahl war ausnahmslos ASTM A-7 und wurde als Flachblech oder Blech mit gut haftender Walzhaut geliefert. Die Oberflächen wurden mit Tetrachlorkohlenstoff gereinigt.

Die Schrauben bestanden aus Stahl ASTM A-325, das Material für die Unterlagscheiben war hochgekohelter Stahl, die Muttern waren aus niedrig gekohltm Stahl (mild steel). In den hierin beschriebenen Versuchen verwendete Kies war "alleabrasive". Er wurde aus gebrochenem, erkaltetem weißen Quarzschrot hergestellt und besaß eine Vickers-Härte von 375 bis 400. Nur einige wenige Partikel zerbrachen, wenn sie in die Bleche gedrückt wurden.

Der Schrot war erkaltetes weißes Eisen. Da er in handelsüblich gestuften Größen geliefert wurde, gab es einen beträchtlichen Anteil von schlechtgeformten Partikeln und eine große Streuung der Größe innerhalb der einzelnen Stufen. Obwohl er eine Vickers-Härte von 750 bis 850 hatte, wurden keine zerbrochenen Partikel gefunden.

Nachdem mehrere Versuche mit gesiebttem Schrot die Überlegenheit runder gleichförmiger Partikel gezeigt hatten, wurden polierte Chromstahlkügelchen von $1/8$ bis $1/32$ " (3,2 bis 0,8 mm) Durchmesser in kleinen Mengen beschafft, um zu sehen, ob ihre polierten Oberflächen die erforderliche Eindringkraft verringern würden.

Versuchsdurchführung

Lasteindringsversuche

Mit Hilfe dieser Versuche sollte die zum Eindringen der Partikel erforderliche Kraft bestimmt werden. Jedes Probestück bestand aus einer abgewogenen Menge von Partikeln, die zwischen 2 Bleche mit einer Rockwell-Härte B-66 bis B-72 gelegt wurden.

Verbesserungsversuche

Jedes Probestück bestand aus 3 Blechen, die äußeren hatten die Abmessungen $4 \times 4 1/2 \times 3/8$ " ($102 \times 114 \times 9,5$ mm), das innere $4 1/2 \times 1/2$ " ($102 \times 114 \times 12,7$ mm).

Eine beträchtliche Schwankung in der Größe der Kontaktfläche war wahrscheinlich auf die Unebenheit der Platten zurückzuführen. Scheinend verteilten sich die Lochleibungsspannungen unter einem Winkel von 45° von der äußeren Ecke der Mutter oder des Schraubenkopfes; daher ist die tatsächliche Berührungsfläche mehr eine Funktion der Blechdicke als der Kontakt-Fläche.

"Verbesserte" Stöße wurden mit roter Bleimennige gestrichen und die Partikel in frische Farbe getaucht. Die Farbe wurde 2 Tage abtrocknen gelassen, bevor der Stoß zusammengebaut und geprüft wurde.

Mit Ausnahme kleinerer Partikelgrößen wurden die Teilchen in einem bestimmten Muster angeordnet. Einige Stöße wurden mit Unterlagscheiben aus einer 0,002" (0,051 mm) dicken Sonderstahlbleche verbessert, auf die SS 14-Schrot punktgeschweißt war. Ein Stoß

mit Schrot auf sauberen Walzhautoberflächen wurde sorgfältig zusammengebaut, und in einem Versuch wurde der Schrot in die Farbe getaucht und später mit durchsichtigem Klebstreifen abgedeckt, um eine Unterlagscheibe mit Stahlschrot in einer plastischen Umhüllung vorzutauschen.

Die Bleche wurden in solcher Weise zusammengefügt, daß ein Schlupf von nahezu $1/8$ " eintreten konnte, bevor die Schraube zum Anziehen kam. Ein gewisses Kriechen war immer festzustellen, auch bei nicht verbesserten und ungestrichenen Stößen. Daher wurde nach einer Verzögerung von 1 bis 2 Minuten die Schraube wieder bis zur Minimalzugkraft angezogen. Nach diesem zweiten Anziehen war das Kriechen immer gering.

Korrosionsversuche

Die Druckstellen zwischen dem Schrot und den Stahlplatten wurden als korrosionsgefährdet betrachtet. Um die Größe der Spannungs-korrosion experimentell zu bestimmen, wurden einige Stöße ohne Meßzellen zusammengebaut. Die Schrauben wurden durch Anwendung eines Drehmomentes von 490 foot-lbs (rd. 68 kgm) an der Mutter angezogen. Diese Stoßverbindungen wurden 3 Monate lang in eine normale Salzlösung gelegt, die mit reinem Sauerstoff belüftet wurde. So war die Voraussetzung geschaffen, daß eine eventuelle Korrosion in diesen beschleunigten Korrosionsversuchen ihren Höchstwert erreichen konnte.

Nietversuche

Vier genietete Stöße wurden zum Vergleich geprüft. Jeder Stoß bestand aus einem Einzelniet und 3 Blechen mit Walzhautoberflächen und entgrateten, gebohrten Löchern. Zwei Niete wurden mit einer hydraulischen Presse (Nietmaschine) geschlagen und zwei mit einem Preßluftniethammer unter Bedingungen wie bei der Montage.

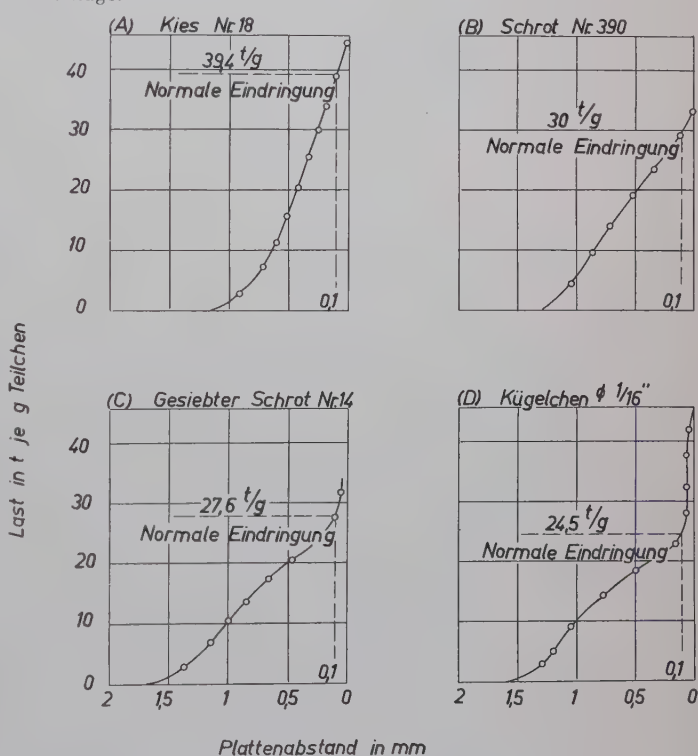


Bild 1. Typische Lasteindringskurven

Schrot-Unterlagscheiben

Wenn auch das Einbetten von Kies und Schrot in feuchte Farbe für Laboratoriumsversuche ausreichend ist, so ist es keinesfalls für die praktische Anwendung auf der Baustelle geeignet. Da die Stahlteile eine grobe Behandlung erfahren, muß der Schrot so befestigt werden, daß er nur sehr schwer beseitigt werden kann.

Eine Methode hierfür ist das Punktschweißen der Teilchen an die Bauteile. Eine andere Methode besteht darin, daß der Schrot zuerst an einer Unterlagscheibe befestigt und diese an den Stahlbauteil geklebt wird.

Um die praktische Verwendungsmöglichkeit der Unterlagscheiben unter Baustellenbedingungen zu ermitteln, wurden 10 Scheiben mit einer gummierten Oberfläche geliefert, die durch Ankleben eines druckempfindlichen Übertragungsklebstreifens auf die Rückseite der Unterlagscheibe entstand.

4. Versuchsergebnisse
Lasteindringversuch

Typische Lasteindringkurven sind in Bild 1 gezeigt. Als der Abstand der Platten sich dem Werte 0 näherte, begann die Last gewöhnlich schnell zu wachsen, wahrscheinlich infolge der Berührung zwischen den Protuberanzen um jedes Schrotkörnchen. Dieses Anwachsen der Kraft bei Berührung der Bleche war am meisten ausgeprägt bei größerem Schrot und bei Kügelchen.

Die Dicke des Anstrichfilms schwankte zwischen 0,001 (0,025 mm) und 0,002'' (0,051 mm), daher konnte die Gesamtdicke zwischen 2 Platten 0,004'' (0,102 mm) erreichen.

Die Normalkraft pro Gramm Teilchen (aus der Art der Kurven in Bild 1 bestimmt) ist für gleichwertige Durchmesser in Bild 2 auf-gezeichnet.

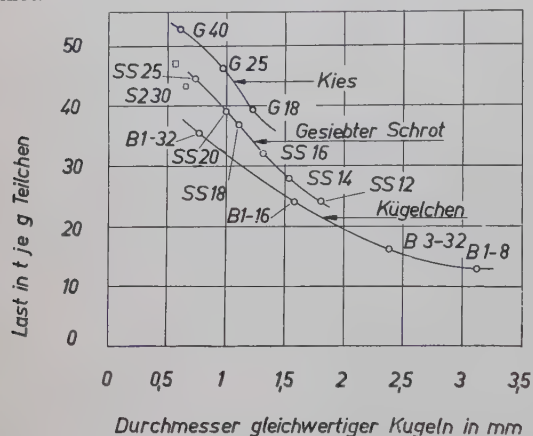


Bild 2. Last in Abhängigkeit vom Durchmesser für normale Eindringung

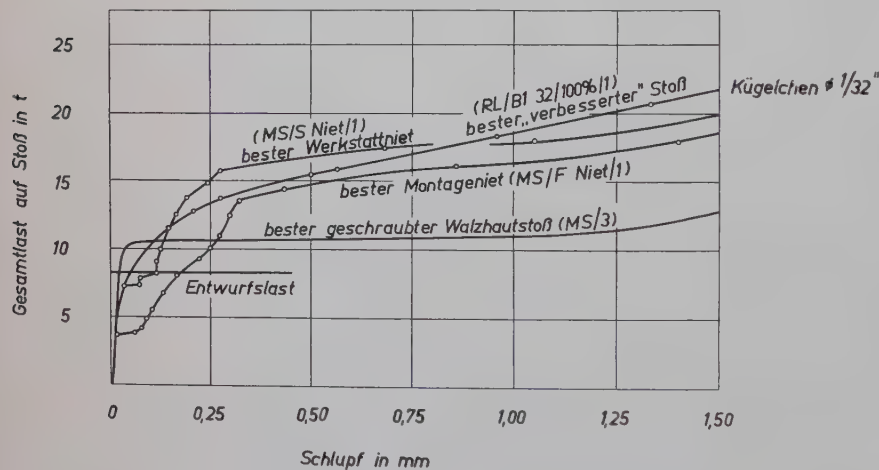


Bild 4. Vergleich der besten verbesserten und nicht verbesserten Stöße. Einzelne 7/8''-Schraube oder -Niet, doppelschnittig beansprucht

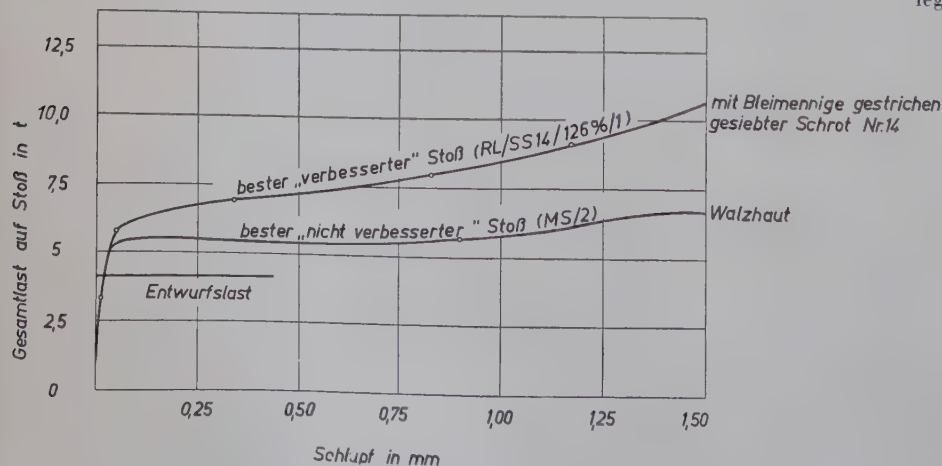


Bild 5. Vergleich zwischen dem besten verbesserten und nicht verbesserten Stoß. Einzelne 5/8''-Schraube, doppelschnittig beansprucht.

Der gleichwertige Durchmesser wurde aus der Formel

$$d = 0,246 \sqrt[3]{\frac{W}{N}}$$

berechnet.

Hierbei ist d der Durchmesser einer gleichwertigen Kugel, W das Gewicht in g und N die Zahl der Teilchen.

Aus Bild 2 geht hervor, daß Kies die geringste Verbesserung erwarten läßt. Die wirksamste Verbesserung werden wohl Kügelchen, besonders in kleineren Abmessungen erzielen.

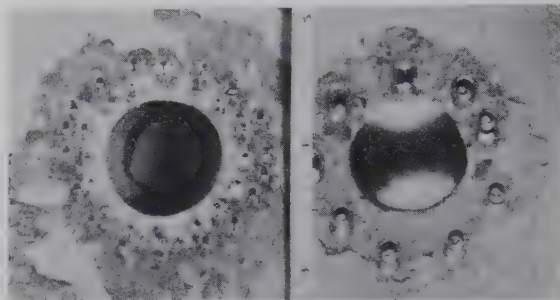


Bild 3. Kontaktfläche einer mit Bleimennige gestrichenen und mit gesiebttem Gußeisenschrot SS 14 (links) sowie Kügelchen B 1—8 (rechts) verbesserten Verbindung

Scherversuche

Im ersten Stadium fast eines jeden Versuches mit verbesserten Stößen (bis zu einem Schlupf von etwa 0,001'') verhielt sich der Stoß elastisch, d. h. die Kraft war dem Schlupf proportional.

Im zweiten Stadium (von einem Schlupf von etwa 0,001 bis 0,002'') begann der Schlupf schneller anzuwachsen als die Kraft. Im letzten Stadium (bei einem Schlupf von mehr als 0,003'') stieg die Last langsam, aber ständig mit dem Schlupf an. Der Grund für dieses stetige Anwachsen des Schlupfes wird bei einer Überprüfung der Stöße nach dem Versuch offensichtlich. Ein Metallgrat bildet sich in der Umgebung eines jeden Teilchens beim Ziehen (Pflügen) durch das Blech (s. Bild 3).

Vergleiche der besten Kraft-Schlupf-Kurven für 7/8''-Verbindungsmittel sind in Bild 4 gezeigt. Man beachte, daß der beste verbesserte Stoß dem besten Walzhaut- (nicht verbesserten) Stoß überlegen ist, außer wenn die Gesamtlast weniger als 23 kips (rd. 10,4 t) beträgt, und daß er dem besten Nietstoß überlegen ist, außer wenn die Gesamtlast zwischen 26 und 39 kips liegt. Leider ist die Überlegenheit der verbesserten Stöße über Walzhautstöße nicht klar definiert, da die kritische Last die Entwurfslast von 18,02 kips (rd. 8,15 t) ist; daher ist die Überlegenheit des einen über den anderen Ansichtssache. Wenn man alle Punkte in Betracht zieht, scheint es klar, daß die verbesserten Stöße den Walzhautstößen zum mindesten gleichwertig sind. Die Überlegenheit von verbesserten Stößen über Nietstöße ist jedoch klar bewiesen.

Vergleiche der besten Kraft-Schlupf-Kurven mit 5/8''-Schrauben sind in Bild 5 gezeigt. Der verbesserte Stoß ist in jedem Punkt der Walzhautverbindung überlegen.

Korrosionsversuche

Die Untersuchung der äußeren und der Kontaktflächen ergab, daß Korrosion (wie erwartet) auf den äußeren Oberflächen auftrat, jedoch nicht auf den Kontaktflächen dicht an der Schraube.

5. Schlußfolgerungen

Die folgenden Schlußfolgerungen sind auf Versuchsergebnisse beschränkt, in denen langsam veränderliche Lasten in nur einer Richtung aufgebracht wurden.

1. Walzhautstöße glitten ungefähr bei der Entwurfslast, also bei der zulässigen Schraubenkraft.

[18,02 kips (8,15 t) für $\frac{7}{8}$ "-Schraube oder Niet doppelschnittig, 9,20 kips (4,16 t) für $\frac{5}{8}$ "-Schraube oder Niet doppelschnittig].
Bei einem Schlupf von etwa 0,002" schwankte die Last bei $\frac{7}{8}$ "-Schrauben zwischen 100 und 128 % der Entwurfslast und die Last bei $\frac{5}{8}$ "-Schrauben zwischen 87 und 109 %.

2. Bei einem Schlupf von 0,002" entwickelten $\frac{7}{8}$ "-Niete nur 28–89 % der Entwurfslast. Schlupfmaße von 0,004" bis 0,010" waren notwendig, um die volle Entwurfslast zu entwickeln. Werkstattniete (mit Nietmaschine geschlagen) waren den Baustellennieten (mit Niethammer geschlagen) überlegen.

3. Anstrich reduzierte den Gleitwiderstand der Stöße drastisch. Die Lasten bei 0,002" Schlupf schwankten zwischen 11 und 67 % der Entwurfslast, abhängig von Art und Alter der Farbe. Rote Bleimennige schadete dem Gleitwiderstand am meisten.

4. Mit roter Bleimennige gestrichene und mit Kies, Schrot oder Kügelchen verbesserte Stöße entwickelten (mit einer Ausnahme) 55 bis 130 % der Entwurfslast bei einem Schlupf von 0,002". Die Ausführung von verbesserten Stößen war zuverlässiger als die von anderen Stößen.

5. Beim Vergleich von Stößen mit $\frac{7}{8}$ "-Schrauben war der beste verbesserte gestrichene Stoß dem besten nicht verbesserten (Walzhaut-) Stoß oberhalb eines Schlupfes von 0,004" merklich überlegen; unterhalb 0,004" war der Walzhautstoß etwas besser. Der beste verbesserte gestrichene Stoß war in jeder Beziehung dem schlechtesten Walzhautstoß überlegen oder gleich.

6. Beim Vergleich von Stößen mit $\frac{5}{8}$ "-Schrauben war der beste verbesserte gestrichene Stoß in jeder Beziehung dem besten nicht verbesserten Stoß überlegen oder gleichwertig.

7. Verbesserte gestrichene Schraubenverbindungen waren den genieteten Walzhautverbindungen überlegen.

8. Das Stanzen des Loches scheint den Gleitwiderstand von nicht verbesserten Stößen herabzusetzen. Der einzige nicht verbesserte (Walzhaut-) Stoß mit einem gestanzten Loch entwickelte nur 83 % der Entwurfslast bei einem Schlupf von 0,002". Verbesserte Stöße mit gestanzten Löchern waren etwa so gleitfest wie die mit gebohrten Löchern.

9. Schrot-Unterlagsscheiben waren nicht so wirksam wie Schrot allein, doch da kein Versuch gemacht wurde, die Schrot-Unterlagsscheiben zu verbessern, ist diese Aussage wahrscheinlich nicht von Bedeutung.

10. Obwohl etwas Feuchtigkeit bei den Korrosionsversuchen in die Stöße eindrang, wurde in keinem Stoß Rost in dem Teil der Kontaktfläche in der Nähe der Schraube gefunden. Das Eintauchen in belüftete gesättigte Salzlösung für 3 Monate hatte keinen Einfluß auf die Tragkraft irgendeines Stoßes.

Es ist unwahrscheinlich, daß verbesserte Stöße rosten, wenn die Bleche nicht getrennt werden, ob sie nun dem Wetter ausgesetzt sind oder nicht.

11. Verbesserte Walzhautverbindungen waren nicht stärker als verbesserte gestrichene Stöße.

12. Gemäß Lasteindringsversuch war die Wirksamkeit der Teilchen nach der Güte geordnet:

Kügelchen, gesiebter Schrot, Schrot, Kies.

Die Scherversuche bestätigten diesen Schluß, doch der Unterschied zwischen Kügelchen und gesiebttem Schrot war gering. Die beste Größe scheint im Bereich $\frac{1}{32}$ " (0,8 mm) bis $\frac{1}{16}$ " (1,6 mm) Durchmesser zu liegen. Die beste Menge scheint etwas über 100 % zu liegen, doch wurden für die Bestätigung dieser Annahme zu wenig Versuche durchgeführt.

13. Die Versuche beweisen, daß größere Wirksamkeit mit Schrot- oder Kügelchen-Bewehrung erreicht werden kann.

14. Es wäre voreilig, irgendwelche endgültigen Schlüsse aus den Vergleichen von verbesserten und Walzhautverbindungen zu ziehen, ohne statistische Bestätigung dieser Versuche, ohne Versuche mit Schrauben anderer Größen, Wechsellastversuche, Dauer- versuche (Ermüdungsbruch).

H. K r a y e r, Gustavsborg

Eine verbesserte Methode der Flammmentzündung für Punktschweißung¹⁾

Nachdem bereits früher in dieser Zeitschrift über Untersuchungen zur Entzündung von Blechen berichtet worden war^{2) 3)}, sei nun auf eine verbesserte Entzündungsmethode aufmerksam gemacht, die den hohen Anforderungen der Punktschweißung genügt.

Die Anwesenheit von Zunder auf Stahlblechen bereitet bekanntlich für die Punktschweißung erhebliche Schwierigkeiten. Sie be-

stehen neben dem unangenehmen Spritzen beim Schweißen, der starken Elektrodenabnutzung sowie der negativen Beeinflussung der Schweißgüte in dem erhöhten Kontaktwiderstand, der in Einzelfällen zu 1,04 Ω gemessen wurde.

Die gewöhnliche Flammmentzündung reicht zwar für das Aufbringen von Farbe aus, nicht aber für die Punktschweißung. Um den Erfordernissen gerecht zu werden, wurde das Gerät nach Bild 1 verwandt, das aus dem Flammkopf mit einer Reihe von Düsen und der Wasserbrause besteht. Zu dem gewöhnlichen Ablösungseffekt durch die Wärme kommt hier noch die Wirkung der plötzlichen Abkühlung und möglicherweise des sich bildenden Dampfes. Zahlreiche Versuchsreihen (Probendicke 2 bis 4 mm) ergaben, daß von den verschiedenen Einflüssen — Gaszufluß, Reisegeschwindigkeit des Materials, Wasserzufluß, Verhältnis von Sauerstoff zu Azetylen, Abstand zwischen Gasdüse und Wasserdüse, sowie zwischen Gasdüse und Oberfläche, und schließlich die Beschaffenheit des Zunders — der wichtigste Faktor der Abstand zwischen Gas- und Wasserdüse war. Ein Optimum wird bei 14 mm angegeben. Innerhalb der willkürlich geforderten Bedingung, daß der Kontaktwiderstand nach der Entzündung kleiner als 1000 $\mu\Omega$ sein soll, war die Größe des Wasserzuflusses und der Abstand der Düse von der Oberfläche ohne Einfluß. Beim Sauerstoff-Azetylen-Verhältnis ist ein Sauerstoffüberschuß zu bevorzugen. Das Verhältnis wurde nicht variiert, sondern das normale Mischungsverhältnis 1 : 1,05 der Versuchsdurchführung zugrunde gelegt. Bei diesem Verhältnis lauten die optimalen Bedingungen für die Entzündung eines 4-mm-Blech:

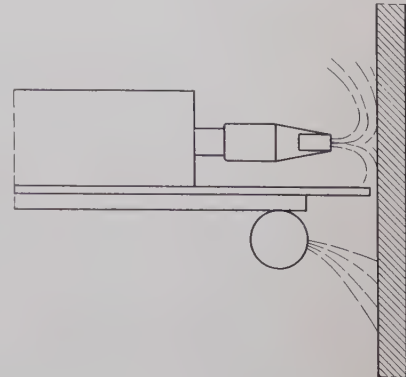


Bild 1. Schematisiertes Flammstrahlgerät

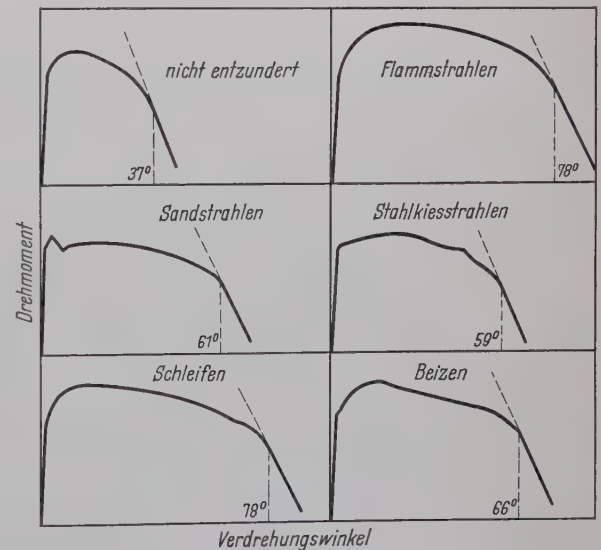


Bild 2. Beziehung zwischen Drehmoment und Verdrehungswinkel einer Punktschweißverbindung an Blechen, die nach verschiedenen Verfahren entzündet waren

Azetylenverbrauch 1000 l/h bei Brennköpfen zur Erhitzung einer 50 mm breiten Zone, Reisegeschwindigkeit 30 cm/min, Abstand zwischen Gasdüse und Wasserbrause 14 mm.

Der Gasverbrauch änderte sich nicht mit der Dicke, jedenfalls nicht bis 6 mm.

Um die Vorteile der Entzündung mit Hilfe der verbesserten Methode des Flammstrahlens zu zeigen, wurden die Eigenschaften eines Schweißpunktes bei verschiedenen Entzündungsverfahren untersucht. Als Maßstab diente die Moment-Verdrehungs-Kurve bei Beanspruchung auf Torsion (Joumat torsion test). Die Bleche waren 4 mm dick. Das Material hatte folgende chemische Zusammensetzung: C 0,02 %, Mn 0,10 %, Spuren Si, S 0,017 %, P 0,040 %, N 0,011 %. Die Entzündungsverfahren waren: Flammstrahlen mit einer Sauerstoff-Azetylen-Flamme, wie oben näher beschrieben wurde, Sandstrahlen mit Sand aus zerkleinerten Kieselsteinen

¹⁾ Nach British Welding Journal 5 (1958) H. 2, S. 57/65.

²⁾ L a c h e r, G.: Die Entfernbarekeit des Zunders von Stahlblechen. Stahlbau 27 (1958) H. 11 S. 307.

³⁾ Vgl. auch S o s s e n h e i m e r, H.: Einfluß des Flammstrahlens auf die Festigkeit von Bauteilen. Stahlbau 25 (1956) H. 5, S. 100.

(Korngröße 0,5 bis 1 mm), Stahlkiesstrahlen mit nicht kugelförmigem Stahlkies, Schleifen mit transportablen Schleifgeräten, chemisches Beizen. Dabei zeigte sich (Bild 2), daß Flammstrahlen das beste und Sand- und Stahlkiesstrahlen das schlechteste Ergebnis lieferte, und zwar sowohl in bezug auf die Verformbarkeit des Schweißpunktes als auch in bezug auf die Größe des Bruchmomentes.

Über den für die Versuche zugrunde gelegten Vergleichsmaßstab für den Entzunderungsgrad werden keine Angaben gemacht. Wird eine einheitliche Vergleichsgrundlage unterstellt, so gestattet das Bild 2 auch einen Rückschluß auf die Güte der Entzunderung. Es ergibt sich, daß das Verfahren des Sandstrahlens, hierbei mit am schlechtesten abschneidet.

Auf die Folgen der plötzlichen Abkühlung bei dieser verbesserten Methode des Flammstrahlens (Eigenspannungen) wird wohl im Hinblick auf die hier geprüften geringen Blechdicken nicht hingewiesen.

G. L a c h e r

Nichtrostender Stahl im Bauwesen

Der nichtrostende 18/8-Chrom-Nickel-Stahl hat schon vor mehr als 25 Jahren in den Vereinigten Staaten Anwendung in der Architektur gefunden. Als eine der ersten Konstruktionen wurden der Turm und die Spitze des bereits 1929 in New York errichteten Chrysler-Gebäudes mit Blechen aus 18/8-Chrom-Nickel-Stahl abgedeckt. Da dieser Turm niemals gereinigt wurde, sieht er jetzt durch angesammelten Staub fast schwarz aus; aber die 1954 von der „American Society for Testing Materials“ durchgeführte Untersuchung ergab, daß sich der Staub leicht abreiben läßt und der Stahl keinerlei Korrosionserscheinungen aufweist. Der nichtrostende Stahl hat sich damit auch unter ungünstigen atmosphärischen Bedingungen vollauf bewahrt.

Im Ausland, besonders in den Vereinigten Staaten, wird der nichtrostende Stahl für Ausstattungen von Gebäuden verwendet, und er gewinnt auch in Deutschland eine zunehmende Bedeutung für dieses Anwendungsgebiet. Man denke z. B. an das Verwaltungsgebäude der Firma Schmolz & Bickenbach in Düsseldorf mit seiner Frontseite aus 18/8-Chrom-Nickel-Stahl.

Die Möglichkeiten, nichtrostenden Stahl für dekorative Zwecke einzusetzen, sind sehr zahlreich; erwähnt seien Verkleidungen von Schaufenstern, Eingangstüren bei repräsentativen Bauten, Fenster-einfassungen und Vordächer.

Der nichtrostende Stahl wird in großem Umfang verwendet für Wandabdeckungen für Außenwände bei Gebäuden, die in der konventionellen Steinbauweise gebaut wurden, wobei die Außenfront in ihrer Gesamtheit oder nur zu Teilen abgedeckt wird.

Neue Anwendungsgebiete in der modernen Architektur eröffnen sich dem nichtrostenden Stahl vor allem beim Bau von Hochhäusern in der sogenannten „curtain-wall“-Bauweise, bei der ganz von der Verwendung des Steines als Bauelement abgegangen wird und mit vorgefertigten Wandelementen, die an den Außenseiten aus Stahl und im Innern aus einer isolierenden Zwischenschicht bestehen, gebaut wird. In den Vereinigten Staaten hat diese Bauweise weitgehende Anwendung gefunden. Sie gewinnt auch in Deutschland an Interesse, nicht allein wegen der damit verbundenen Wirtschaftlichkeit bei Berücksichtigung ihrer Vorteile, sondern auch wegen der Schönheit des Aussehens und der Werbewirkung der mit ihnen ausgestatteten Gebäude.

Es wird daher interessieren, etwas über die Eigenschaften der nichtrostenden Stähle erfahren zu können.

Eisen wird bei Zusatz von mindestens 12 % Chrom an Luft passiv und rostet nicht mehr. Die Korrosionsbeständigkeit kann einmal durch Erhöhung des Chromgehaltes auf 18 % und zum anderen durch Zugabe von 8 % Nickel weiter gesteigert werden. Aus der Zahlentafel geht die Zusammensetzung der in der Architektur verwendeten 18/8-Chrom-Nickel-Stähle (Werkstoff Nr. 4300, Werkstoff Nr. 4401) und des nickelfreien 17%igen Chrom-Stahles (Werkstoff Nr. 4016) hervor.

Marken- bezeichnung nach DIN 17006	Werk- stoff Nr.	Chemische Zusammen- setzung in Gew.-%					Festigkeitseigenschaften		
		C	Cr	Ni	Mo		Streck- grenze kg/mm ²	Zug- festigkeit kg/mm ²	Härte HB
X 12 Cr Ni 18/8	4300	0,15	17-19	8-10	—	25	55-75	130-180	
X 5 Cr Ni Mo 18/10	4401	0,07	16-18	10-12	—	22	55-70	140-180	
X 8 Cr 17	4016	0,10	15-17	—	2-2,5	30	45-60	140-180	

Üblicherweise wird der normale 18/8-Chrom-Nickel-Stahl eingesetzt, doch bei besonders hohen Anforderungen an die Korrosionsbeständigkeit, z. B. bei Konstruktionen an der Seeküste oder Bauten in Industriezentren, kann es angebracht sein, den molybdänhaltigen Stahl zu verwenden wegen seiner hohen Beständigkeit gegen salzhaltige Meeresluft und Industrieatmosphäre.

Der nickelfreie ferritische 17%ige Chromstahl hat gegenüber dem nickelhaltigen austenitischen Chrom-Nickel-Stahl einen geringeren Korrosionswiderstand und kommt deshalb für Anwendungen in der Außenarchitektur, für die eine langjährige Haltbarkeit erforderlich ist, praktisch nicht in Frage.

Der besondere Vorteil dieser Stähle liegt darin, daß sie keinen Oberflächenschutz durch Anstriche, galvanische Überzüge oder eine besondere Oberflächenbehandlung benötigen. Sie unterliegen also nicht dem Nachteil aller Schutzschichten, die sich während der Benutzung ablösen oder abscheuern.

Der nichtrostende 18/8-Chrom-Nickel-Stahl besitzt eine hohe Festigkeit. Dadurch wird es möglich, ihn auch noch bis zu recht dünnen Blechdicken zu verwenden. Bei Preisvergleichen ist dieser Punkt zu berücksichtigen, da nicht der Kilo-, sondern der Quadratmeterpreis zugrunde gelegt werden muß. Dünne Abmessungen bedingen auch geringes Gewicht. Im Bauwesen spielt die Gewichtsersparnis bekanntlich eine besondere Rolle.

Der 18/8-Chrom-Nickel-Stahl besitzt eine hohe Dehnbarkeit und läßt sich daher gut verarbeiten. Da es möglich ist, aus ihm Bauelemente der unterschiedlichsten Profilierung herzustellen, bestehen weitgehende Möglichkeiten für den Architekten, den Gesamteindruck von Gebäuden recht unterschiedlich zu gestalten.

Hervorzuheben ist, daß sich der nichtrostende Stahl einwandfrei verschweißen läßt zum Unterschied von Aluminium und emailliertem Stahl, die bekanntlich auch im Bauwesen verwendet werden.

Der 18/8-Chrom-Nickel-Stahl besitzt eine hohe Feuerbeständigkeit. Diese Eigenschaft ist von Bedeutung, da beim Bau besondere behördliche Schutzvorschriften über die erforderliche Feuerbeständigkeit einzuhalten sind.

Im Bauwesen wird der nichtrostende Stahl durchweg in kaltgewalzter Ausführung verwendet. Es ergibt sich dadurch eine matte, nichtglänzende Oberfläche. Durch eine Schleif- und Polierbehandlung kann der Glanz entsprechend erhöht werden. Geschliffene und polierte Ausführungen finden vor allem in der Innenarchitektur und für Dekorationsstücke in der Außenarchitektur Anwendung. Grundsätzlich kann festgestellt werden, daß eine Fläche um so weniger dazu neigt, durch Flugstaub zu verunreinigen, je höher ihr Oberflächenglanz ist. Diese Oberflächengüte ist aber nicht für Teile ratsam, die eine gewisse „Griff-Festigkeit“ erfordern. Örtliche Verunreinigungen, z. B. durch Handschweiß, wirken auf hochglanzpolierten Teilen besonders unschön. Türgriffe sollten daher nur in geschliffener oder Mattglanz-Ausführung gefertigt werden. Zusätzliche Oberflächenbehandlungen wirken vertuernd und sollten daher auf das unbedingt erforderliche Maß beschränkt bleiben.

Das gute Aussehen des nichtrostenden Stahles bleibt selbstverständlich nur dann erhalten, wenn die Teile regelmäßig vom Schmutz befreit werden. Das geschieht durch einfaches Arbeiten mit Wasser und Seife oder mit einem geeigneten Reinigungsmittel unter Verwendung eines weichen Lappens oder einer weichen Bürste. Stahlwolle, Drahtbürsten oder dergleichen dürfen nicht verwendet werden; es kann sonst durch feinste abgelagerte Eisenpartikel zu örtlicher Fremdrostbildung kommen.

Da der nichtrostende Stahl vollkommen korrosionsbeständig ist, können Reparaturkosten außer Betracht bleiben.

Mit dem Aufkommen der vielgeschossigen Bauweise für Großstadtbauten entstanden erhöhte Forderungen an die Baukonstruktionen und die Baustoffe. Die bei der altherkömmlichen Bauweise und bei den ursprünglichen Baustoffen gemeinsam erfüllten Funktionen des Tragens und der Raumabschließung wurden getrennt und spezialisiert. Zur Lastaufnahme wurde ein besonderes Tragskelett entwickelt, und die Raumabschließung wurde durch andere Bauelemente, die nun von der Aufgabe des Tragens befreit waren, in vorteilhafter Weise erfüllt. Für das Tragskelett werden Stahl und Stahlbeton als Baustoffe verwendet. Das Bestreben zur günstigsten Ausnutzung der Bodenfläche und der Nutzungsfläche der Geschoßdecken führt dazu, den tragenden Querschnitt der Stützen möglichst gering zu wählen. Bei modernen Hochhäusern ist das nur noch möglich durch eine Verminderung des Eigengewichtes, also der toten Last des Bauwerkes. Für die Wände bleibt damit nur noch die Aufgabe, den Innenraum nach außen abzuschließen, um für die Wärmedämmung zu sorgen. Die Forderungen können aber — in Abkehr vom Steinmaterial — mit anderen Baustoffen und Anordnungen viel besser erfüllt werden. Dabei ist der Vorteil des herabgesetzten Eigengewichtes ebenfalls gegeben. Ein weiterer Vorteil dieser neuen Wandausbildung ist die Möglichkeit der Vorfertigung zu Wandelementen, den „curtain walls“.

Diese „curtain Walls“ werden in Form von einbaufertigen Elementen in möglichst einheitlichen Typen hergestellt. Entsprechend ihrer Hauptaufgabe, nämlich des Abschlusses, der Wärme- und Schalldämmung, bestehen sie außen und innen aus einem dünnen Blech, auf der Außenseite aus nichtrostendem Stahl, und einer isolierenden Zwischenschicht, in der Regel aus Leichtbeton, Glas

tein- oder Schlackenwolle. Der Wärmeverlust ist durch die üblichen 0 bis 30 cm dicken Wände recht hoch. Mit dieser Bauweise erreicht man, daß sich bei nur halbem Wärmeverlust gegenüber der Steinhaut in der Wanddicke 15 cm und mehr einsparen lassen. Bei einem Hochhaus mit einer Grundfläche von z. B. 30×60 m und 10 Stockwerken bedeutet das einen nicht unerheblichen Zuwachs an Bodennutzungsfläche von 540 m². Die Bleche erhalten zur höheren Festigkeit der Wände Versteifungsrippen. Ein Vorteil gegenüber der konventionellen Bauweise ist noch, daß die Wände frostempfindlich sind und von innen angebracht werden können, d. h. ohne Außenrüstung.

H. Anders

Schrifttum

- [1] Vorgefertigte Wandelemente aus Stahlblech (Curtain Walls). Herausgegeben von der Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf, Juni 1956, H. 6
- [2] Mitteilung in den Nickel-Informationen (1958) H. 5, S. 160
- [3] Architectural Uses of the Stainless Steels. Herausgegeben vom Committee of Stainless Steel Producers, American Iron and Steel Institute, New York 1, 1955, H. 7, S. 206
- [4] Stainless Steels for Store Fronts and Building Entrances. Herausgegeben vom Committee of Stainless Steel Producers, American Iron and Steel Institute, New York 1, 1953, H. 4, S. 153.
- [5] Curtain Walls of Stainless Steel. Eine Studie, die dem Committee of Stainless Steel Producers, American Iron and Steel Institute 1955 vorgelegt wurde.

Festveranstaltung

50 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbau

Der Deutsche Ausschuss für Stahlbau blickt auf eine 50jährige Tätigkeit zurück. Im Jahre 1908 fanden sich weitblickende Männer, die die Notwendigkeit erkannten, die Stahlbautechnik durch eine Zusammenfassung von Forschung und Praxis zu fördern. Es wurde daher im gleichen Jahr der „Ausschuß für Versuche im Eisenbau“ unter dem Vorsitz von Seifert und der aktiven Mitarbeit von Zimmermann, als Vertreter der öffentlichen Auftraggeber, gebildet. Im Jahre 1935 erfolgte eine Umbildung und seither führt der Ausschuss seinen jetzigen Namen. Er übernahm danach auf Wunsch des Deutschen Normen-Ausschusses die Aufgaben und Rechte eines Fachnormen-Ausschusses für den Stahlbau und widmete sich auch in der folgenden Zeit vornehmlich der technisch-wissenschaftlichen Entwicklungsarbeit im Rahmen groß angelegter Versuche und Untersuchungen. Die anlässlich des Jubiläums herausgekommene Festschrift „Deutscher Ausschuss für Stahlbau 1908—1958“¹⁾ gibt einen Überblick über die vielfältige Wirksamkeit und die Erfolge dieser Arbeit. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Klöppel hat in dieser Zeitschrift diese Tätigkeit bereits ausführlich gewürdigt²⁾.

Die Gründung des Ausschusses erfolgte seinerzeit in Berlin und die längste Zeit seines bisherigen Wirkens fiel in diese Stadt. Es war daher eine besondere Verpflichtung, das 50jährige Bestehen in einer Festveranstaltung am 16. 10. 1958 in Berlin zu begehen. Hierzu fanden sich etwa 150 Stahlbauer aus dem In- und Ausland zusammen, darunter auch die ehemaligen Mitglieder Dr.-Ing. Kommerell, Dr.-Ing. Eberhard, Dr.-Ing. Neuhaus und Dr. Oelert.

Die Veranstaltung wurde eröffnet durch den Vorsitzenden des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ministerialrat Lemmerhold, der die Anwesenden begrüßte und in seinem Vortrag die Erinnerung an jene Männer wachrief, die an der Arbeit des Ausschusses in den 50 Jahren hervorragenden Anteil nahmen. Worte des Gedenkens galten Geheimrat Schaper, der seit Ende des 1. Weltkrieges Mitglied des Ausschusses war und später, von 1935 bis zu seinem Tode 1942, als Vorsitzender wirkte. Sein Name ist verbunden mit der Einführung der Stähle höherer Festigkeit und der Lösung jenes Fragenkomplexes, der sich in der ersten Zeit der Anwendung der Schweißtechnik im Stahlbau ergab. Ministerialdirigent Dr.-Ing. E. h. Ernst, der während der letzten 10 Jahre den Ausschuss leitete, konnte leider aus Gesundheitsrücksichten nicht an der Festsitzung teilnehmen, ihm galt der besondere Gruß und Dank.

An diese Begrüßungsansprache schlossen sich die Glückwünsche des Senats für das Bauwesen in Berlin, des Vorsitzenden des Deutschen Stahlbau-Verbandes, des Prorektors der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg, gleichzeitig für alle deutschen Technischen Hochschulen, des Präsidenten der Bundesanstalt für Materialprüfung, gleichzeitig für den Deutschen Verband für Materialprüfung, den Verband der Materialprüfungsämter und die Gesellschaft zur Förderung zerstörungsfreier Prüfverfahren und die Glückwünsche der Vertreter des österreichischen und schweizerischen Stahlbaues an.

Im Mittelpunkt der Veranstaltung standen 2 Vorträge aus dem Gebiete der Wissenschaft und der Praxis, wodurch die verbindende Stellung des Deutschen Ausschusses für Stahlbau erneut betont wurde.

¹⁾ Deutscher Ausschuss für Stahlbau 1908-1958. Köln 1958. Stahlbau Verlags GmbH.

²⁾ Klöppel, K.: 50 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbau. Stahlbau 27 (1958) H. 10 S. 253/6.

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Klöppel sprach über Kippen von Bögen und Ecken.

Bisher war es üblich, bei Bögen und Rahmenecken die Spannungsspitzen unter Berücksichtigung der Krümmung nach der Résal'schen Formel zu untersuchen. Die immer stärkere Ausnutzung des Stahles erzwingt jedoch eine Dimensionierung solcher Konstruktionsteile auf Kippen, wozu die DIN 4114 bisher keine Regel bietet.

Um einen Aufschluß über die Stabilitätsgrenze von Rahmenecken zu gewinnen, wurden im Ingenieurlaboratorium des Instituts für Statik, Stahlbogen- und Stahlbrückenbau an der Technischen Hochschule Darmstadt Modell- und Großversuche an in der Sehne gezogenen und gedrückten, kreisförmig gekrümmten Bögen mit verschiedenen Öffnungswinkeln durchgeführt. Das Stabilitätsproblem wird durch ein System von Differentialgleichungen beschrieben, das M. Ebling³⁾ abgeleitet und an einigen Beispielen mittels Fehlerquadratmethode behandelt hat. Im vorliegenden Falle wurde jedoch das Differenzenverfahren unter Benutzung eines elektronischen Rechenautomaten angewendet. Es wurde ein Programm aufgestellt, das eine Ermittlung des jeweils interessierenden Eigenwertes durch Iteration gestattet. Ein Vergleich der Rechenergebnisse mit den im Versuch gewonnenen Werten ergab eine sehr befriedigende Übereinstimmung.

Als weiteres System wurde ein Zweistabgebilde untersucht, das näherungsweise als idealisierte Rahmenecke gelten kann. Die Hinzunahme der Wölbkrafttorsion in der numerischen Rechnung gegenüber anderen Arbeiten erhöht zwar die Ordnung einer Differentialgleichung, bedeutet jedoch für die numerische Lösung mittels Differenzenverfahren keine grundsätzliche Schwierigkeitssteigerung. Die interessierenden Eigenwerte wurden ebenfalls mit Hilfe des Programms ermittelt. Die Konvergenz war gut; das gleiche zeigte auch ein Vergleich der Rechnungsergebnisse mit Versuchswerten.

Die Ergebnisse wurden in Form von Kurven graphisch dargestellt, die anschaulich die Abhängigkeit der kritischen Last von den Abmessungen wiedergeben.

Über den heutigen Stand der Stahlbauweise am Beispiel ausgeführter Bauwerke referierte Oberregierungsrat a. D. Dr.-Ing. Wolf, Technischer Geschäftsführer des Deutschen Stahlbau-Verbandes. Er ging aus von der bemerkenswerten Strukturwandlung im Stahlbau während der letzten 50 Jahre, die sich am deutlichsten auf den Gebieten der theoretischen Grundlage, der Konstruktion, der Werkstattfertigung und der Montage, abzeichnet. Seine Ausführungen wurden unterstrichen durch zahlreiche kennzeichnende Lichtbilder ausgeführter Bauwerke aus dem Brückenbau, dem Hochbau, dem Rohrleitungsbau, Mastbau, Wasserbau, Behälterbau und aus speziellen Gebieten, die besonders in den letzten Jahren mehr und mehr an Bedeutung gewannen. Er nahm hierbei Gelegenheit, im einzelnen auf die Auswirkungen der Arbeit des Deutschen Ausschusses für Stahlbau hinzuweisen. Durch zahlreiche Versuche auf dem Gebiete der Verbundbauweise, der Dauerfestigkeit, der gleitfesten Schraubenverbindungen und der Schweißtechnik, hat der Ausschuss die Basis für eine völlige Umgestaltung der Grundlagen des Stahlbaues geschaffen, die sich uns heute im weitesten Maße an den ausgeführten Konstruktionen darstellt. Die Bewältigung dieser Arbeiten war nur möglich durch eine vertrauensvolle Zusammenarbeit aller im Ausschuss tätigen Mitglieder aus Forschung, Behörde und Stahlbauindustrie, eine Arbeit, die nahezu unbemerkt von der Öffentlichkeit geleistet wird.

Die Festveranstaltung klang in einem zwanglosen Beisammensein aus, bei dem die versammelte „Familie der Stahlbauer“ Gelegenheit fand, im persönlichen Gespräch Erinnerungen auszutauschen und aktuelle Probleme zu erörtern. Boué, Köln

³⁾ Ebling, M.: Kippen von Rahmenecken mit Rechteckquerschnitt. Stahlbau 23 (1954) H. 3, S. 53/60.

Persönliches

Dr.-Ing. E. h. Moritz Klönne 80 Jahre

Dr.-Ing. E. h. Moritz Klönne vollendete am 17. Dezember 1958 sein 80. Lebensjahr. Wir gedenken seiner als eines Mannes, der länger als ein halbes Jahrhundert in der Führungsschicht der deutschen Stahlbau-Industrie einen hervorragenden Platz einnimmt.

Wo immer man das Leben Klönnes nachzeichnet, überall wird das Wirken einer starken, in sich geschlossenen Persönlichkeit spürbar. Das Leben stellte ihm viele Bewährungsproben. Im Alter von 30 Jahren war er angesichts des verhältnismäßig frühen Todes des Vaters gezwungen, in Gemeinschaft mit seinem Zwillingbruder die Führung der damals schon bedeutenden Firma Aug. Klönne zu übernehmen. Das war gewiß keine Kleinigkeit. Aber die Bewährung in dieser Aufgabe legte den Grund zur Entwicklung der Unternehmerpersönlichkeit, wie sie in Moritz Klönne in späteren Jahren vor uns stand.

In dieser aus Bildung und natürlicher Begabung befruchteten Persönlichkeitsentwicklung liegt das Werden und Wachsen der Firma Aug. Klönne wesentlich begründet. Sie befähigte Dr. Klönne, mit den zahlreichen Schwierigkeiten, die den deutschen Betrieben aus dem Geschehen zweier Weltkriege erwuchsen, fertig zu werden.

Ein Mann, dem bei fundiertem Wissen zugleich die Gabe einer gewandten Feder und hervorragender Beredsamkeit gegeben war, mußte naturnotwendig über den engeren Bezirk seines Unternehmens hinauswirken. So sehen wir Dr. Klönne vor 1933 als Reichstagsabgeordneten und später als Präsidenten der Industrie- und Handelskammer Dortmund. Besonders nachhaltig war sein Wirken im Deutschen Stahlbau-Verband. Unvergessen ist seine 30jährige Tätigkeit als Industriesprecher im Richtpreisausschuß für neue Stahlbauten, dieser von ihm in Gemeinschaft mit Geheimrat Schaper geschaffenen Institution, in der die Stahlbau-Industrie mit ihren behördlichen Auftraggebern zusammenwirkt. Daneben galt die Neigung Dr. Klönnes der Pflege internationaler Beziehungen. Die Stahlbau-Industrie konnte sich glücklich schätzen, in ihm als einem sprachkundigen Mann einen Repräsentanten zu haben, der sich und seinem Lande internationales Ansehen verschaffte. Noch heute ist er der Vizepräsident der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Sitz Zürich.

Der Lebensweg Dr. Klönnes durch acht Jahrzehnte stand nicht nur im hellen Lichte frohen und erfolgreichen Schaffens, sondern auch im Schatten schwerer Ereignisse. Das Schicksal hat ihm wie den meisten Menschen ein gutes Maß an menschlichem Leid zugemessen, dem er aus der Weisheit des Alters die Kraft der Überwindung entgegenzusetzen konnte. Möge ein gütiges Geschick dem unermüdlich Tätigen noch Jahre der Muße in guter Gesundheit schenken.

Dr. Hecht

Bücherschau

Späth, W.: Der Schlagversuch in der Werkstoffprüfung. 184 S., 64 Abb., Stuttgart 1957, Verlag A. W. Gentner. Hln. DM 21,50.

Es ist bekannt, daß dem Schlagversuch manche Mängel anhaften. Diese beruhen vorwiegend darauf, daß die Verlustarbeit einen erheblichen Anteil der Gesamtarbeit betragen kann und daß die Schlagarbeit einen Integralwert über Spannung, Dehnung und verformtes Volumen darstellt. Derselbe Arbeitswert kann daher ein ganz verschiedenes Werkstoffverhalten bedeuten, und die übliche Kennzeichnung der Schlagzähigkeit als Arbeit je cm^2 Prüffläche gibt zu Bedenken Anlaß. Diese Umstände haben den Verfasser veranlaßt, ein „Langsam-Schlagwerk“ zu entwickeln, bei dem neben der Schlagarbeit die Höchstlast oder bei wiederholten Schlägen die ganze Kraft-Weg-Kurve einfach ermittelt werden kann. Zu diesem Zweck wird die Probe auf ein federnd gelagertes Aufgestück gelegt, dessen Federungsweg, der ein Maß für die wirkende Kraft ist, durch eine Meßuhr angezeigt wird. An vielen Beispielen wird überzeugend gezeigt, daß auf diese Weise eine vertiefte Einsicht in das Werkstoffverhalten gewonnen wird. Die erzielbare Schlagarbeit beträgt bisher allerdings nur 2,5 mkg.

Diese Ausführungen bilden das Mittelstück des Buches. Im ersten Teil werden die bisherigen Prüfverfahren und die Meßergebnisse zusammengestellt. Im dritten Teil erfolgt auf Grund der gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse eine kritische Betrachtung der Rolle des Schlagversuchs in der Werkstoffprüfung, wobei neben den oben angedeuteten meßtechnischen und begrifflichen Fragen auch die physikalischen Vorgänge bei der Verformung und beim Bruch einbezogen werden. Das behandelte Werkstoffgebiet umfaßt Stähle und Nichteisenmetalle, Sinterwerkstoffe, Gläser, Kunststoffe und gummiartige Stoffe, Holz und Kohle, Beton und keramische Werkstoffe. Diese Zusammenstellung ist anerkennenswert; sie bietet die Möglichkeit, gemeinsame und besondere Eigenschaften der Werkstoffgruppen zu studieren, und kann wertvolle Anregungen vermitteln. Die Darstellung ist anschaulich, klar und verständlich und gibt ein zutreffendes Bild der grundsätzlichen und praktischen Bedeutung des Schlagversuchs in der Werkstoffprüfung. Das Buch kann daher allen, die sich mit dem Zähigkeits- oder Spröbruchverhalten der Werkstoffe zu befassen haben, empfohlen werden.

A. Kochendörfer

Neal, B. G.: Die Verfahren der plastischen Berechnung biege-steifer Stahlstabwerke, ins Deutsche übertragen von Jaeger, Th., 312 Seiten mit 85 Bildern, Berlin-Göttingen-Heidelberg 1958, Springer-Verlag, ca. DM 48,—.

Die Berechnung statisch unbestimmter Rahmentragwerke nach der Elastizitätstheorie läßt bekanntlich keine Schlüsse auf die tatsächliche Sicherheitsreserve gegen Zusammenbruch zu. In den letzten Jahren sind daher — insbesondere im englischen Schrifttum — eine

Reihe von Veröffentlichungen und Bücher erschienen, welche das plastische Verhalten dieser Systeme behandeln. So wäre hier besonders das Standardwerk von J. F. Baker, M. R. Horne und J. Heyman „The Steel Skeleton“, Bd. 2, zu erwähnen, in dem die plastische Theorie von Stabwerken eingehend entwickelt wird. B. G. Neal baut sein Buch auf dieser Grundlage auf und bringt — in teilweiser Wiederholung der Darlegungen des erwähnten Werkes — eine gute Einführung in die Grundlagen der plastischen Berechnung von Rahmentragwerken. Besonders ausführlich werden die Einflüsse der Querschnittsform und der außer den Biegemomenten vorhandenen Normalkräfte und Querkkräfte auf die Größe des vollen plastischen Momentes besprochen. In Verfolgung der Gedankengänge von Baker bringt Neal erstmalig eine ausführlichere Darstellung der Ermittlung der Formänderungen im Augenblick des Versagens und behandelt das Problem der wiederholten Belastung und die damit zusammenhängenden Abschüttelvorgänge und die Ausbildung einer wachsenden Zusammenbruchsneigung. Auch der Bemessung mit minimalem Materialaufwand wird ein relativ breiter Raum gewidmet. Dem Buche fehlt ein Kapitel über die bei Ausbildung von Fließgelenken auftretenden Stabilitätsprobleme, jedoch ist dieser Fragenkomplex in dem erwähnten Werk von Baker verhältnismäßig eingehend behandelt.

Die Anwendung der Theorie II. Ordnung könnte nach Meinung des Referenten ungünstigere Werte für den Lastfaktor ergeben, insbesondere dann, wenn — bei hohem Normalkraftanteil in den Rahmenstielen — infolge Horizontallasten Fließgelenke entstehen, welche größere Horizontalverformungen zur Folge haben. In dem einschlägigen Literatur und besonders im Buch von Neal wird jedoch darauf nicht eingegangen.

Das Buch ist mit Zahlenbeispielen und Literaturangaben reichlich versehen und kann vor allem jenen Fachkollegen zum Studium empfohlen werden, die sich in die Berechnungsmethoden von Rahmentragwerken nach der Plastizitätstheorie einarbeiten wollen.

Die Möglichkeit einer Materialeinsparung und die Notwendigkeit zu einer klaren Konzipierung des Sicherheitsbegriffes zu kommen, macht eine Beschäftigung mit dieser Materie in steigendem Maße notwendig.

H. Beer, Graz

Hawranek/Steinhardt: Theorie und Berechnung der Stahlbrücken. 426 Seiten, 269 Abbildungen, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1958, Springer-Verlag, Ganzleinen DM 66,—.

Den Kern des neuen Buches bildet das hinterlassene Manuskript von Dr.-Ing. A. Hawranek, ehemals Professor der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn, das aus dem Jahre 1943 stammt. Prof. O. Steinhardt von der T. H. Karlsruhe hat es völlig umgearbeitet und auf den jetzigen Stand des Stahlbrückenbaues gebracht.

Bei der Gliederung des Buches in 10 selbständige abgeschlossene Abschnitte ist von dem didaktischen Standpunkt ausgegangen. Im I. Abschnitt werden die grundlegenden Prinzipien der mathematischen Elastizitätstheorie, die Gleichgewichtskriterien, die Integralgesetzmäßigkeiten und die Näherungsmethoden von Ritz und Galerkin erörtert. Im II. Abschnitt werden erschöpfend die Theorien der isotropen und orthotropen Platten behandelt. Der Abschnitt III wird den Trägerrosten gewidmet, die gleichfalls ein typisches Bauelement des modernen Brückenbaues sind. Dieser Abschnitt enthält das Grundlegende über Trägerroste, das exakte Berechnungsverfahren nach Leonhardt und Guyon-Massonet. Der Abschnitt IV ist den Stabilitätsproblemen der Stäbe und Platten gewidmet. Nach diesen grundlegenden Kapiteln wird zu den eigentlichen Berechnungsweisen von Brücken übergegangen. Der nachfolgende Abschnitt behandelt die Theorie und Berechnung von Fahrbahntafeln der stählernen Straßenbrücken, die während der letzten Jahre in Deutschland entwickelt wurden. Es werden verschiedene Systeme der stählernen Leichtfahrbahntafeln (orthotrope Platten) und Betonfahrbahntafeln behandelt. Die Abschnitte VI, VII und VIII sind den „klassischen“ Vollwand-, Fachwerk- und Bogenbrücken gewidmet. Der Abschnitt IX umfaßt die wichtigsten Lehren der Statik, Dynamik und Aerostabilität der erdverankerter Hängebrücken. Zuletzt werden die Verbundkonstruktionen mit starrem, elastischem und unterbrochenem Verbund besprochen.

Wo es die bessere Verständlichkeit des Stoffes verlangt, sind noch Zahlenbeispiele eingeführt. Jedem Abschnitt ist noch ein ausführliches Literaturverzeichnis beigelegt, was ein noch tieferes Eindringen in den jeweils behandelten Stoff ermöglicht.

Das Buch ist systematisch und sorgfältig zusammengestellt und bedeutet ein Werk, das erschöpfend die ganze Problematik des Entwurfes und der Berechnung der modernen Stahlbrücken enthält.

Das Buch wird nicht nur als ein Hochschullehrbuch sondern als ein Standardbuch gelten. Die musterhafte Ausstattung wird ganz ersichtlich dazu beitragen.

Dr.-Ing. J. Kozák, Bratislava



HÜTTE

Des Ingenieurs Taschenbuch

Herausgegeben vom

Akademischen Verein Hütte e.V., Berlin

28., neubearbeitete Auflage.

Nachstehende Bände sind lieferbar:

HÜTTE I

Theoretische Grundlagen

XXIV, 1668 Seiten, 1409 Bilder, 725 Tafeln
Ganzleinen DM 36,— Leder DM 45,60

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 7700 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE II A

Maschinenbau (Teil A)

XXVIII, 1292 Seiten, 2024 Bilder, 406 Tafeln
Ganzleinen DM 25,— Leder DM 34,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 3000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE III

Bautechnik

XXVIII, 1616 Seiten, 2344 Bilder, 286 Tafeln
Ganzleinen DM 42,— Leder DM 51,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 4350 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE IV A

Elektrotechnik (Teil A)

Starkstrom- und Lichttechnik

XX, 946 Seiten, 2104 Bilder, 205 Tafeln
Ganzleinen DM 39,— Leder DM 49,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 4000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE V B

Verkehrstechnik (Teil B) und Vermessungstechnik

XVI, 588 Seiten, 634 Bilder, 116 Tafeln
Ganzleinen DM 56,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwortverzeichnis mit 2000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

Die Tragfähigkeit metallischer Baukörper in Bautechnik u. Maschinenbau

Eine Übersicht über die Fragen der Tragfähigkeits-
lehre und -forschung bei Stahl und Leichtmetall

Von Dr.-Ing. KARL HELMUT RÜHL

VIII, 184 Seiten, 143 Bilder, davon 23 Kurventafeln,
umfangreiche Zahlenangaben, Sach- und Namen-
verzeichnis

Gr. 8°. Geheftet DM 24,— Ganzleinen DM 27,—

Der Ingenieur, ob Wissenschaftler, Konstrukteur, Statiker oder Werkstoffprüfer, der sich über diese und die damit zusammenhängenden Fragen des Spannungsabbaues, der Versprödung, der Dauerfestigkeit unterrichten will, steht heute vor einer erschreckenden Vielfalt von Untersuchungen. Sie sind in Veröffentlichungen, Zeitschriften, älteren und neueren Werken verstreut, sie scheinen sich in vielen Fällen zu widersprechen und sind in anderen nur schwer verständlich. Im vorliegenden Werk werden die Arbeiten und Überlegungen sowie die Versuchsergebnisse zusammengefaßt.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

WÄLZLAGER IN EISENBAHNWAGEN UND DAMPFLOKOMOTIVEN

50 Jahre Entwicklung
bei der Deutschen Bundesbahn
und ihren Vorgängern

Von Techn. Bundesbahn-Oberinspektor a. D.

ALFRED ILLMANN

und Techn. Bundesbahnamtman

HANS KURT OBST

VIII, 184 S., mit 177 Bildern und 11 Zahlentafeln.
DIN A 5. Brosch. DM 15,—. Leinen DM 18,—

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

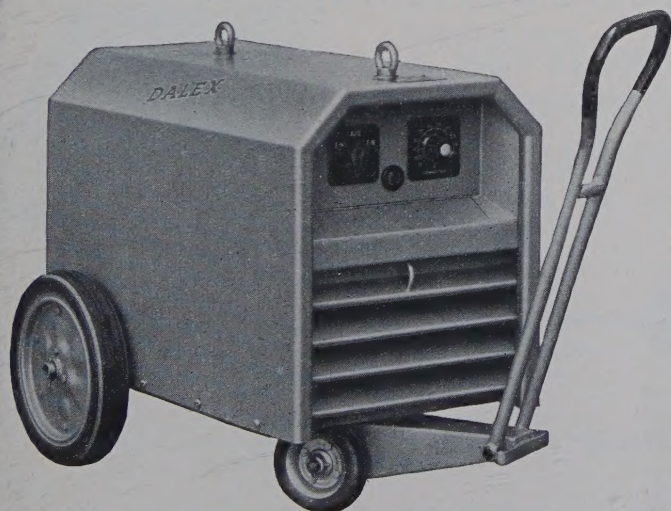
Zu beziehen durch jede Buchhandlung



ARCOS-AACHEN
Gesellschaft für Schweißtechnik m. b. H.
Jülicher Straße 122/134 · Telefon 34841/42

- Schweiß-Elektroden**
für alle Schweißarbeiten
- Hohl-Elektroden**
für Sauerstoff-Lichtbogen-Schneiden
- Netzmantel-Elektroden**
für Automaten-Schweißung
- Autogen-Falzdrähte**
für NE-Metalle
- Schweißtransformatoren**
zwischen 20-1000 Ampere
- Schweißgleichrichter**
zwischen 30-1000 Ampere
- Schweißautomaten**
für Netzmantel-, UP- und
ARCOS-CO₂-Schweißung
- Schweißpulver**
- Balance-Positioner**
- Schweißerausrüstungen**

DALEX-SCHWEISSGLEICHRICHTER



„Universal“-Serie 300/400/500 A

130/200/300/400/500/800/1000/1500 A

Schweißgleichrichter „Universal“-Serie

speziell geeignet für Elektroden mit hoher Arbeits-
spannung und für den Betrieb mit überlangen
Schweißkabeln.

||| Ausführungsarten:
||| Stehend oder fahrbar

Sämtliche Typen sind mit „Allschutz“-Selenplatten-
sätzen ausgerüstet, die auch den Einsatz im Frei-
luftbetrieb gestatten (B. P. a.).

DALEX-WERK
Niepenberg & Co. GmbH.
SPEZIALFABRIK FÜR SCHWEISSTECHNIK

Telefon 295/296

Wissen/Sieg

Telex: 087 417

FÜR STUDIUM UND PRAXIS

HUTTE - TASCHENBÜCHER

BETON- UND STAHLBETONBAU · STAHLBAU
BAUTECHNIK · STATIK · STRASSENBAU
BRÜCKENBAU · WASSERBAU · HOLZBAU
MASCHINENBAU · ELEKTROTECHNIK

FACHZEITSCHRIFTEN:

DIE BAUTECHNIK
DER STAHLBAU
Beton- und Stahlbetonbau



VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Fordern Sie bitte unseren Sonderprospekt „FÜR STUDIUM UND PRAXIS“
bei Ihrer Buchhandlung an

STELLENANGEBOTE



FRIED. KRUPP

sucht für Abteilung
STAHLBAU

selbständige Konstrukteure

Projektstatiker

**Konstrukteure
für leichten Stahlbau**

Ausführliche Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild,
Zeugnisabschriften, Gehaltsansprüchen und Eintritts-
termin erbeten an:

Fried. Krupp Stahlbau Altbach, Altbach/Neckar

**BETRIEBS-
HÜTTE**

HÜTTE

Taschenbuch
für
Betriebsingenieure

BETRIEBSHÜTTE

BAND II · BETRIEB

Fünfte, neu bearbeitete und erweiterte Auflage
XXII, 810 Seiten · 1050 Bilder · 305 Zahlentafeln · DIN A5
Leinen 66,— DM · Leder 78,— DM

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und den
dazugehörigen Registerseiten sowie einem Stichwortverzeichnis
mit etwa 4500 Stichwörtern

So urteilt die Fachpresse des In- und Auslandes:

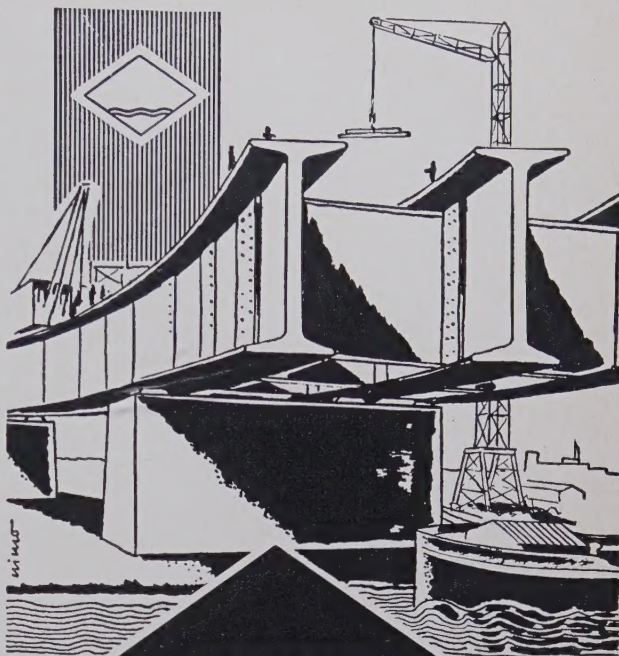
... einfach vorbildlich in seiner Inhaltsfülle
und Gestaltung ...

... kostbares Nachschlagewerk ...

... zweckmäßige und würdige Ausstattung ...

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung



INERTOL

STAHL BRAUCHT SCHUTZ

Korrosionsfördernde Witterungs-
einflüsse und aggressive Indus-
trie-Atmosphäre bedrohen alle
Stahlbauwerke.

**BRÜCKEN
BEHÄLTER
KRAN-ANLAGEN
HALLENKONSTRUKTIONEN**

und alle übrigen Objekte des
Stahlbaues schützen Sie in vor-
teilhafter Weise durch unsere
bekannten und bewährten
SCHUTZANSTRICHE.

Unser gut ausgebauter techni-
scher Kundendienst, der für Sie
unsere vielen Erfahrungen aus-
wertet, steht Ihnen jederzeit
kostenlos zur Verfügung.

Fordern Sie bitte Beratung und
Prospekte an.

LECHLER

BAUTENSCHUTZCHEMIE

21 21 / 3



FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART
UND GELSENKIRCHEN/BUER



METALLOGEN

*Metallogen-Elektroden
Einmal erprobt, immer gelobt.*

Metallogen Gelsenkirchen
VERWALTUNG UND WERK
WATTENSCHIED
RUF: 84 03 • POSTFACH: 145

Wir suchen in verschiedenen Bezirken weitere Fachvertreter u. Wiederverkäufer zu günst. Bedingungen. Anfragen erbitten wir direkt an uns.



Mit Pfeil-Flex

**Schrupp- und
Trennscheiben**

arbeiten Sie am wirtschaftlichsten

FELDMÜHLE
A.-G.
WERK KOHLYT-WESSELING
(22c) WESSELING BEZ. KÖLN



**Abdeckroste
stabil
trittsicher**

STEINHAUS
GMBH · MULHEIM (RUHR) · SPELDORF

Beilagenhinweis:

Der Inlandsauflage liegen Prospekte der Firmen
**Arcos-Aachen, Gesellschaft für Schweißtechnik und
Fuchs & Co., Schraubenfabrik, Weidenau (Sieg)**
bei, die wir unseren Lesern zur Beachtung empfehlen.

Anzeigen in
DER STAHLBAU
stets im Blickfeld der Auftraggeber



**DERA 5 D
8 G
10 K
12 K
INDRA 8 G
10 K**

**DÜSSELDORFER
EISENHÜTTENGESellschaft**
RATINGEN
BEI
DÜSSELDORF